

Abb. 1. Ansicht der alten Süderelbbrücke vor Inangriffnahme des Baues.

Die Auswechslung der eisernen Ueberbauten der Stromöffnungen über die Süderelbe bei Harburg.

Vom Reichsbahnrat **H. Kilian**, Altona.

(Hierzu 2 Tafeln.)

Allgemeines. Die drei von Hannover, Bremen und Cuxhaven nach Hamburg führenden Eisenbahnlinien vereinigen sich auf dem Bahnhof Harburg und überschreiten zwischen Harburg und Wilhelmsburg die Süderelbe auf zwei nebeneinander liegenden zweigleisigen rd. 640 m langen, eisernen Brückenzügen (siehe Lageplan, Abb. 2). Ueber die östlichen, stromaufliegenden Ueberbauten werden die Personenzüge, über die westlichen die Güterzüge geführt. Beide Brücken bestehen aus je vier Hauptöffnungen von 99,180 m Stützweite, an die sich in Richtung Hamburg sechs Flutöffnungen von je 31 m und auf der Harburger Seite eine Flutöffnung über den sogenannten Diamantenkanal von 35 m Stützweite anschließen (Abb. 1 und Tafel 1, Abb. 1).

Die alten Ueberbauten der Personengleisbrücke wurden in den Jahren 1869 bis 1871 durch die Köln-Mindener Eisenbahngesellschaft von der Brückenbaufirma Johann Caspar Harkort in Duisburg nach dem Entwurf und unter Leitung des Regierungs- und Baurats Lohse erbaut, nach dem auch das System, das für die vier Hauptöffnungen von ihm gewählt wurde, seinen Namen führt. Die Inbetriebnahme erfolgte am 1. Dezember 1872.

Die Gütergleisbrücke wurde in den Jahren 1910 bis 1912 anläßlich des viergleisigen Ausbaues der Strecke Wilhelmsburg—Harburg durch die Gutehoffnungshütte ausgeführt. Auf das System dieser Brücke werde ich später zurückkommen.

Eine eingehende Beschreibung des Baues der Personengleisbrücke ist im Jahrgang 1885 dieser Zeitschrift*) enthalten, ich kann mich daher auf einige kurze Angaben über das System, seine Berechnungsweise und bauliche Ausbildung beschränken, soweit sie zum Verständnis der Gründe für die Notwendigkeit der Auswechslung und der Systemwahl für die neuen Ueberbauten erforderlich sind.

Das Lohsesche System, das genau in denselben Spannweiten und Abmessungen für die ebenfalls in den Jahren 1869 bis 1871 erbaute Eisenbahnbrücke über die Norderelbe, ferner daselbst auch für die 1887 fertiggestellte, etwa 250 m stromaufliegende Straßenbrücke sowie für die 1890 bis 1892 ausgeführte, zweite Eisenbahnbrücke zum Vorbild genommen wurde, ist ein Doppelbogensystem. Es besteht aus einem unteren Fachwerkzugbogen mit einem darübergestellten ebenso ausgebildeten Druckbogen. Beide Bögen liegen mit den konkaven Seiten aufeinander und sind durch vertikale Hängestangen miteinander verbunden. An dem unteren Bogen ist die Fahrbahn angeschlossen. Das System ist auf der einen Seite fest, auf der anderen beweglich gelagert. Die Pfeiler erhalten daher nur senkrechte Belastungen. Als Baustoff für die Ueberbauten war, da seinerzeit die deutschen Hüttenwerke noch kein brauchbares Brückeneisen zu liefern imstande waren, belgisches Schweißeisen aus den Walzwerken bei Tubize und Charleroi mit einer Zerreißfestigkeit von 36 kg/qmm in der Walzrichtung bezogen worden. Nach dem Ausbau der Süderelbbrücke wurden Festigkeitsversuche an vier aus verschiedenen Stellen der Gurtungen herausgeschnittenen Flacheisenstäben angestellt. Die Zerreißfestigkeit betrug 28, 33,9, 37,3 und 39,2 kg/qmm. Die Ergebnisse wichen also stark von einander ab, ein Beweis, daß das gelieferte Eisen nicht eine gleichmäßige Beschaffenheit besessen hat.

Bei der Berechnung des Systems ging Lohse von der Annahme aus, daß die Lasten sich gleichmäßig je zur Hälfte auf den oberen und unteren Bogen verteilen. Diese Annahme ist jedoch willkürlich und trifft keineswegs zu. Eine Nachrechnung des Systems unter Anwendung der heutigen Berechnungsmethoden für statisch unbestimmte Systeme hat eine wesentlich andere Spannkraftverteilung, vor allem eine bedeutend stärkere Inanspruchnahme des Zugbogens ergeben. Es ist ja auch ohne weiteres einleuchtend, daß eine solche infolge der bei wirkender Verkehrslast hervorgerufenen Längenänderungen der Hängestangen eintreten muß. Auf das Ergebnis der Berechnungen werde ich später genauer eingehen.

Gründe für die Auswechslung der alten Ueberbauten. Der ursprünglichen Berechnung war als Verkehrslast eine gleichmäßig verteilte Last von 20 Zentner für einen Fuß = 0,314 m oder 3,185 t für 1 lfdm für jedes Gleis zugrunde gelegt. Dieses Gewicht war damals reichlich bemessen, da der schwerste Lastenzug, gebildet aus Kohlenwagen mit einer Tragfähigkeit von rd. 200 Zentnern und einem Eigengewicht von rd. 110 Zentnern bei einer Länge von 21 Fuß für den zweiachsigen Wagen, nur etwa 15 Zentner für den Fuß oder 2,388 t für 1 m wog. Bei der Berechnung der Fahrbahn wurde eine dreiachsige Lokomotive mit einem Gesamtgewicht von 840 Zentnern bei einem Achsabstand von 4,5 Fuß oder 14 t für die Achse angenommen.

Unter dem Einfluß des innerhalb 50 Jahren ständig zunehmenden Gewichtes der Lokomotiven und Wagen und den stets steigenden

*) Siehe auch Zentralblatt der Bauverwaltung, 1921, S. 584.

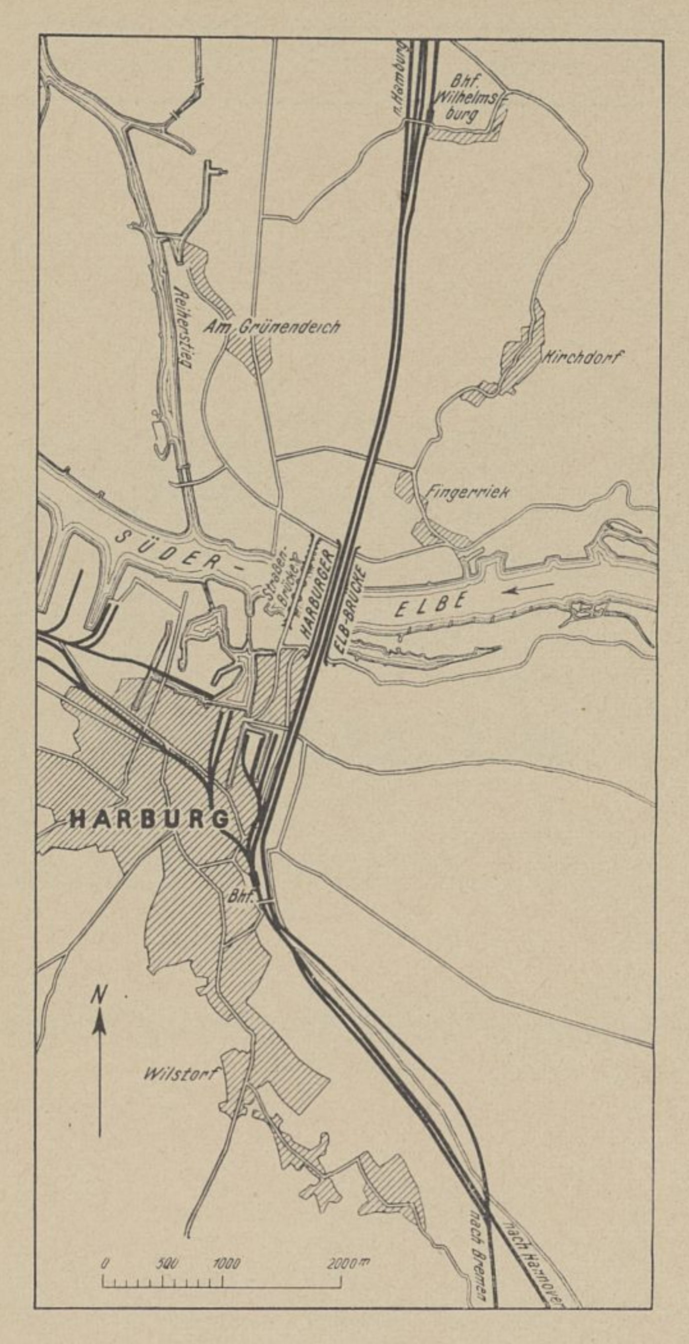


Abb. 2. Lageplan.

Geschwindigkeiten der Züge traten beim Befahren der alten Ueberbauten deutlich erkennbare Mängel auf. Die schweren Lokomotiven, insbesondere die der Gattung S 10 und ähnlichen Bauarten, sowie die erheblich vergrößerten Wagenlasten verursachten immer stärker sich bemerkbar machende Erschütterungen und Bewegungen in den Ueberbauten. Besonders die Fahrbahn zeigte zunehmende Seitenschwankungen, die vor allem auf die mangelhafte Seitensteifigkeit zurückzuführen waren. Die Streben des in Oberkante der Fahrbahnträger liegenden Windverbandes waren nur aus Flacheisen gebildet und daher nicht genügend wirksam. Die schwachen Hängestangen gerieten selbst bei mäßig schneller Fahrt in heftige Schwingungen. Durch Einspannen von mehreren, untereinander liegenden Horizontaldrähten, die die Hängestangen gegenseitig fest verbanden, wurde versucht, diese schädlichen Schwingungen, die sich auch ohne wirkende Verkehrslast nur unter dem Einfluß des Windes stark bemerkbar machten, aufzuheben. Jedoch erwies sich die Verspannung als zwecklos, da infolge der großen Beanspruchung die Drähte nach kurzer Zeit rissen.

Unter Zugrundelegung des Preußischen Normallastenzuges von 1903 — (Lokomotivlasten von 17 t und Wagenlasten von Wagenlastachsen von 13 t) — wurde im Jahre 1907 eine Nachrechnung der alten Ueberbauten vorgenommen.

Die infolge der vielen statischen Unbestimmtheiten äußerst langwierigen und umfangreichen Ermittlungen der auftretenden Spannkräfte ergaben bedeutende Ueberbeanspruchungen, in den Schwellenträgern um 9 vH, in den Querträgern um 31 vH und in den Hauptträgern sogar um 36 vH.

Zur Abwendung der zunehmenden Einsturzgefahr und wegen der stets stärker auftretenden Mängel beim Befahren der Ueberbauten wurde die zulässige größte Fahrgeschwindigkeit auf den Brücken im Jahre 1910 auf 45 km in der Stunde beschränkt. Zugleich mußten Maßnahmen ergriffen werden, entweder für eine Verstärkung, wie sie bei vielen, hauptsächlich bei Ueberbauten kleinerer Spannweiten mit Erfolg ausgeführt worden ist, oder für eine Auswechslung der alten Brücken und Ersatz durch neue Ueberbauten.

Seitens der Eisenbahndirektion Altona wurden zunächst Entwürfe für eine Verstärkung der Ueberbauten aufgestellt. Bei den Gurtungen suchte man diese durch Auflegung von Flacheisen auf die senkrechten Wandungen, bei den Streben der Fachwerksbogen durch Beigabe von Winkeleisen zu erreichen. Die Aufhängung der Fahrbahn sollte nach Beseitigung des gegliederten Hängegitters durch vollwandige starke Profile ersetzt werden. Ebenso war beabsichtigt, die Flacheisenquerschnitte der Windverbände zur Erzielung großer Seitensteifung gegen druckfeste Profile auszuwechseln.

Als 1910 ein neuer stärkerer Lastenzug für Eisenbahnbrücken, die an Hauptstrecken liegen und von schweren Lasten befahren werden, — Lastenzug B genannt zum Unterschied von dem Lastenzug A des Jahres 1903 — mit Lokomotivachsdrücken von 20 t und Wagenachsdrücken von 15 t eingeführt wurde, mußte eine zweite Nachrechnung mit diesem neuen Lastenzuge angestellt werden. In der folgenden Uebersicht ist das Ergebnis zusammengestellt:

Bauteil	Spannungen in kg/qcm		Ueberschreitung in vH
	errechnet	zulässig für Schweißeisen	
Schwellenträger	910	700	30
Querträger	1100	700	57
Hauptträger (Gurt) ..	1470	900	64
„ (Streben)	1570	900	75

Es traten also teilweise außerordentlich hohe, beängstigende Ueberbeanspruchungen auf, sodaß baldige Abhilfe dringend geboten erschien. Eine Gegenüberstellung der Kosten einer Verstärkung der alten Ueberbauten auf Klasse B und einer Erneuerung als Klasse B ergab, daß letztere unter Berücksichtigung des Erlöses aus dem beim Abbruch gewonnenen Eisen damals nur um rd. 40 000 M sich teurer gestaltete als die Verstärkung.

Der damalige Herr Minister ordnete daher eine vollständige Beseitigung der alten Brücken und Ersatz durch neue Ueberbauten an.

Wahl der Form der Hauptträger. Als Form für die neue Personengleisbrücke wurde der Gleichmäßigkeit wegen dieselbe Form wie bei der danebenliegenden im Jahre 1910 bis 1912 erbauten Gütergleisbrücke gewählt. Die bedeutsamen Vorarbeiten, die bei dem Bau dieser Brücke damals zur Aufgabe des Lohseträgers und zur Wahl eines anderen zweckmäßigeren Systems führten, sollen hier näher wiedergegeben werden.

Als die Preußische Eisenbahnverwaltung im Jahre 1908, veranlaßt durch die gewaltige Steigerung des Eisenbahnverkehrs zwischen Harburg und Hamburg sich gezwungen sah, den Güterverkehr vom Personenverkehr zu trennen und die Strecke zwischen Harburg und dem Rangierbahnhof Wilhelmsburg viergleisig auszubauen, mußte die Frage geprüft werden, ob für die neu zu erbauende Elbbrücke die Lohsesche Hauptträgerform beibehalten werden sollte.

Als schwerwiegender Nachteil bei der Berechnung des Lohseträgers ist fraglos die große Zahl der statisch Unbekannten anzusehen. Infolge der starren Verbindung der beiden Bogenenden treten drei statisch unbestimmte Größen auf. Da jeder Hängestab eine weitere Unbekannte in das System hineinträgt, so ergeben sich bei dem Träger fernere 23 statisch Unbestimmte. Zieht man noch die 48 gekreuzten Diagonalen in Rechnung, so erhöht sich die Zahl um weitere 48, so daß ihre Gesamtzahl

$$3 + 23 + 48 = 74$$

beträgt.

Aus historischen und künstlerischen Gründen schien es geboten, die äußere charakteristische Form der Lohseträger, die in kühnen Schlangenlinien wie ein Band riesiger Girlanden den Strom überspannen und gewissermaßen ein Wahrzeichen Hamburgs geworden sind, beizubehalten. Andererseits mußte bei ihrer Wiederverwendung darauf Bedacht genommen werden, die dem System anhaftenden Mängel zu beseitigen, insbesondere die große Zahl der statisch Unbekannten auf ein Mindestmaß zu verringern.

Durch Einführung von Gelenken in den Kreuzungspunkten der beiden Fachwerksbogen ließ es sich ermöglichen, drei unbestimmte Größen zu beseitigen. Eine beachtenswerte, konstruktive Lösung hierfür brachte gelegentlich einer Umfrage an die bedeutendsten Brückenbauanstalten im Jahre 1908 zur Erlangung eines geeigneten Systems das Werk Gustavsburg der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg. Es schlug vor, die Gelenke an den Bogenenden flächenartig auszubilden in der Form, daß der Druckbogen sich oben auf die säulenartig ausgebildete Endvertikale legt und zugleich sich von

Die Eisenbahnbrücke über die Süderelbe bei Harburg.

Einzelheiten.

Abb. 6. Querschnitt A-B

Neue Brücke

Alte Brücke

Versteifungsgerüst

Güterzuggleise

Aufstellgerüst

Abbruchgerüst

Abb. 7. Querschnitt C-D mit Verschubträger

Neue Brücke

Personenzug-Gleise

Güterzug-Gleise

Maßstab für Schnitt A-B und C-D

Abb. 8. Auflagerung der neuen Brücke

während der Verschiebung

während der Montage

Abb. 9. Festes Auflager

Abb. 10. Auflagerpunkt mit beweglichem Auflager

Bewegliches Auflager

Abb. 11. Endquerträger mit Windbock

Abb. 12. Querschnitt in Brückenmitte mit normalem Querträger

Knotenblech vom Windverband

Abb. 13. Zugband

Abb. 14. Normaler Querträger

Mitte Brücke

Zeitschrift für Bauwesen 1926. Heft 10 bis 12 (Ingenieurbauteil).

Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14.

innen gegen dieselbe stemmt. Das Werk hatte diese Lösung zum Patent angemeldet.

Durch eine sinnreich entworfene Fahrbahnaufhängung wurde erreicht, daß die von Lohse angenommene, gleichmäßige Lastverteilung auf den Zug- und Druckbogen sich verwirklichte. Zu diesem Zweck sollte im Untergurt des Zugbogens eine gleicharmige Wiegevorrichtung eingebaut werden, an die die Fahrbahnträger durch Blattgelenke aufgehängt sind. Auf diese Weise wird die eine Hälfte der Last an den äußeren Enden des Wiegebalkens auf den unteren Bogen, die andere in der Mitte des Wiegebalkens vermittelst der durch den Zugbogen hindurchgehenden Hängestange auf den oberen Bogen übertragen.

Es lag also die Möglichkeit vor, durch Ausführung dieser statisch und konstruktiv nicht zu beanstandenden Vorschläge und durch Weglassung der Gegendiagonalen klarere Verhältnisse in das Lohsesche System zu bringen, die eine einwandfreie Berechnung zuließen.

Jedoch alle in dieser Richtung aufgestellten Entwürfe litten an einer gewissen Künstelei und Schwerfälligkeit. Man hielt daher nach einem anderen geeigneten System Umschau, das unter möglichster Wahrung der historisch-typischen Form des Lohseträgers äußerlich nur geringe Abweichungen aufwies.

Gelegentlich der Umfrage wurden für die Ausführung mehr oder minder in der äußeren Form sich anschmiegende Systeme vorgeschlagen, u. a. einfache Balkenträger, Balken, durch zwei darüber liegende Stabbögen versteift oder die Umkehrung, ein Druckbogen mit zwei nach unten gesprengten Zugbändern mit dazwischenliegenden blinden Stäben, ferner Balken durch einen Stabbogen versteift, Zweigelenkbogen mit horizontalem Zugband und Zweigelenkbogen mit einem nach unten gesprengten Zugband. Das damalige Ministerium der öffentlichen Arbeiten verwarf alle die ungewöhnlichen und unerprobten Lösungen, die lediglich nur die äußere Form des Lohseträgers nachzuahmen bestrebt waren, und bestimmte als System für die Ausführung den Zweigelenkbogen mit dem einfachen, nach unten gleichmäßig gekrümmten Zugband. Die Linienführung des Fachwerkdruckbogens, der nur einen einfachen, nach der Mitte zu fallenden Strebenzug erhielt, verläuft genau gleich mit der des Lohseträgers, während das Zugband sich der Untergurtlinie des Zugbogens anpaßt. Das System weist nur eine statisch Unbestimmte, den Horizontalschub des Bogens, auf, läßt sich konstruktiv ohne Schwierigkeit ausbilden und ergab auch eine durchaus befriedigende Uebereinstimmung mit dem vorhandenen Lohseträger (Tafel 1, Abb. 1 u. 2).

Grundlagen für die Berechnung. Der Berechnung der neuen Personengleisbrücke wurde der Lastenzug B vom Jahre 1910 zugrunde gelegt. Die Verkehrslast für den außerhalb der Hauptträger an einer Seite vorgesehenen öffentlichen Fußweg ist wie üblich mit 400 kg/qm berücksichtigt. Brems- und Anfahrkräfte sind mit $^1/_7$ der Lokomotiv- und Tenderachslasten bzw. der Lokomotivlasten allein angesetzt; von den außerdem angehängten Wagenachsen ist $^1/_{13}$ als Bremsachsen gerechnet. Windkräfte sind gemäß den Vorschriften des Erlasses vom 1. 5. 1903 eingeführt, dabei sind die Flächen im Windschatten mit 50 vH der vollen Fläche eingesetzt. Für die Berechnung der wagerechten Verstrebung der Schwellenträger ist eine quer zur Brückenachse wirkende Kraft von 4,0 t angenommen. Bezüglich der zulässigen Beanspruchungen sind die mit Erlaß vom 1. 5. 1903 gegebenen Vorschriften beobachtet. Als Baustoff für alle Teile der Ueberbauten wurde normales Flußeisen, für die Auflager Stahlguß gewählt.

System und bauliche Ausbildung. Das geometrische Linienbild des Hauptträgers stellt einen Zweigelenkbogen mit gesprengtem Zugband dar. Seine Abmessungen sind aus Tafel 1, Abb. 2 ersichtlich. Die Stützweite beträgt 99 180 mm. Die Hauptträger liegen 8600 mm voneinander entfernt. Der Abstand der Hängestangen ist doppelt so groß wie bei dem Lohseträger gewählt. Die Höhe des Fachwerkbogens beträgt gleichmäßig 3180 mm, d. i. rd. $^1/_{31}$ der Stützweite, seine Pfeilhöhe 8501 mm, d. i. rd. $^1/_{11}$ der Stützweite. Letzteres Maß weicht von dem üblichen Verhältnis $^1/_6$ bis $^1/_8$ erheblich ab, mußte aber in Rücksicht auf die beabsichtigte Anlehnung an die Form des alten Trägers in Kauf genommen werden.

Die obere Gurtung des Bogens ist kastenförmig ausgebildet (Tafel 2, Abb. 14). Die größte Spannkraft beträgt 886,6 t. Der Untergurt besitzt einen ähnlichen, offenen Querschnitt. Seine beiden Hälften sind oben und unten durch Winkeleisen vergittert. Die größte Spannkraft beträgt 895,4 t. Die Ausbildung des Endfeldes ist in Tafel 2, Abb. 10 dargestellt. Das Zugband besitzt einen offenen Doppelquerschnitt, die größte Spannkraft beträgt 920,5 t. Die Querträger sind mit den Hängestangen fest verbunden. Die beiden Randträger sind als zweiwandige Fachwerksträger ausgebildet. Die Längsträger, die aus dünnstegigem Differdinger N. 75 bestehen, liegen 1,8 m voneinander entfernt und sind zur Aufnahme der Seitenstöße der Fahrzeuge durch wagerechte Verbände untereinander dreimal versteift. Die oberen Flanschen der Längsträger sind, um die Beanspruchung der Anschlußseite auf Zug zu verhindern, miteinander durch eine Lasche verbunden, die den Querträger durchdringt und so stark bemessen ist, daß sie die Bremskraft allein aufzunehmen vermag. Im Mittelfeld der Brücke sind die Längsträger durch Einbau eines losen und festen Tangentialkipplagers längsbeweglich gelagert. Zwischen den Ueberbauten der Stromöffnungen sowie zwischen diesen und den Flutöffnungen sind zwecks Herstellung einer gleichmäßigen Fahrbahn Schleppträger angeordnet, die auf Konsolen der Endquerträger ruhen. Die Schwellen liegen unmittelbar auf den Längsträgern auf. Ihre Befestigung ist die übliche mit Winkeln und Bolzen. Zwischen den Schienen sind zur Verhütung von Bränden Riffelbleche verlegt. Die Fahrbahnhöhe der alten Brücken betrug 950 mm. Für die neuen Ueberbauten mußte, wenn die Fahrbahn nicht ein unwirtschaftlich hohes Eigengewicht erhalten sollte, 1550 mm Höhe gewählt werden. Da die alte Höhe der Konstruktionsunterkante beibehalten werden mußte, war es erforderlich, die Schienenoberkante der neuen Ueberbauten um 600 mm höher anzuordnen. Hieraus ergaben sich bei der Auswechslung besondere Schwierigkeiten, auf die ich später zurückkomme.

Zwei in der Mitte jeder Ueberbauhälfte vorgesehene Bremsverbände übertragen die Bremskräfte auf die Gurtungen des unteren Windverbandes, von deren Mitte sie durch je einen Bremsbock an das Zugband übergeleitet und durch die festen Auflager an die Pfeiler abgegeben werden.

Ein Windverband liegt unter der Fahrbahn. Seine Gurte werden durch die Untergurte der Randträger gebildet. Zur Unterteilung der Knicklänge der Windstreben sind diese mit den Seitenaussteifungen der Längsträger verbunden. In der Mitte der Endquerträger werden die Windkräfte durch einen in den Pfeiler einbetonierten Windbock aufgenommen (Tafel 2, Abb. 11). Ein zweiter Windverband ist in der Ebene des Bogenuntergurtes angeordnet, durch den die Windkräfte zu den Auflagern geführt werden. Der Bogenobergurt ist durch Verstrebung auf den Windverband abgestützt. Beide Windverbände sind als Strebenfachwerksverbände ausgebildet, wodurch der Untergurt, dessen Querschnittshälften nur durch Vergitterung zu einem Ganzen vereinigt sind, besser gegen Knicken gesichert und bei dem unteren Windverband die Knicklänge der Windstreben halbiert und an Eisen gespart wird.

Die Hauptlager sind ohne Besonderheiten (Tafel 2, Abb. 9 u. 10). Als bewegliche Lager sind die üblichen Walzenlager gewählt. Die Lager-, Kopf- und Fußplatten sind aus Flußstahlguß, die Lagerstühle aus Gußeisen, die Walzen aus geschmiedetem Flußstahl angefertigt.

Zur sicheren und gefahrlosen Ausführung von Unterhaltungsarbeiten und Brückenprüfungen sind am Ober- und Untergurt des Bogens Laufstege außen und innen angebracht; zu demselben Zweck befindet sich unter der Fahrbahn ein Besichtigungswagen, der auf Schienen läuft, die an den Konsolen der Randträger befestigt sind. Der Antrieb des Wagens erfolgt von Hand. Das rechnungsmäßige Gesamteisengewicht eines Ueberbaues beträgt 1007,5 t.

Ausschreibung und Vergebung der Arbeiten. Bei Ausführung der Auswechslungsarbeiten der vier Ueberbauten legte die Eisenbahndirektion Altona den größten Wert auf möglichst unbehinderte Durchführung des viergleisigen Betriebes.

Eine uneingeschränkte Aufrechterhaltung des Betriebes wäre durch den Bau einer zweigleisigen Hilfsbrücke von rd. 650 m Länge neben den auszuwechselnden Ueberbauten zu erreichen gewesen. Die Lösung hätte aber erhebliche Kosten verursacht und stieß auf Schwierigkeiten infolge der von der Strompolizei gestellten Bedingung, daß die Hilfsbrücke erst nach dem 15. März errichtet werden durfte und vor Einsetzen des Treibeises am 1. Dezember wieder abgebrochen werden mußte. Da die Bauzeit auf zwei Jahre veranschlagt war, wäre ein zweimaliges Aufstellen der Hilfsbrücke erforderlich und aus diesem Grund zu kostspielig gewesen. Eine zeitweise Unterbrechung des viergleisigen Betriebes und Bewältigung des Zugverkehrs auf nur zwei Gleisen mußte daher in Kauf genommen werden, jedoch mit allen zu Gebote stehenden Mitteln versucht werden, die Zeit der Unterbrechung auf ein Mindestmaß zu beschränken. Es wurde daher die Aufstellung der neuen Ueberbauten auf Gerüsten neben der alten Brücke und Auswechslung der vier Ueberbauten nacheinander in vier kurzen, jedesmal nur wenige Tage währenden Betriebspausen in Aussicht genommen. In den Ausschreibungsbedingungen für die Anlieferung und Auswechslung der Brücken wurden folgende Bedingungen eingesetzt:

„Die beiden Gleise des Brückenzuges dürfen nicht für längere Zeit dem Betriebe entzogen werden; die neuen Ueberbauten müssen seitlich zusammengebaut werden. Für den Abbruch der vorhandenen und das Einschieben der neuen Konstruktionen jedes Ueberbaues können die beiden Gleise auf kurze Zeit — längstens zehn Tage — außer Betrieb gesetzt werden.

Das Angebot muß enthalten: die Angabe der kürzesten, vom Unternehmer für das Einschieben eines Ueberbaues beanspruchten Zeit, gerechnet vom Augenblick der Außerbetriebsetzung der Gleise

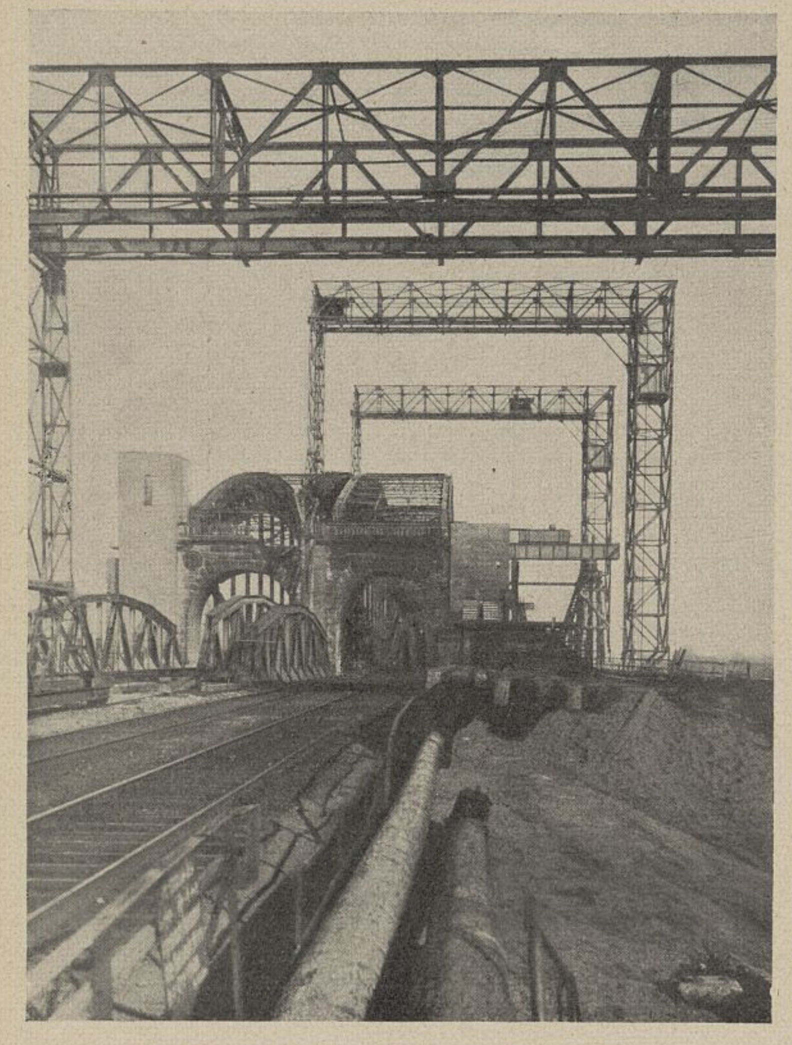


Abb. 3. Abladekran und die beiden Montagekräne.

des alten bis zur Inbetriebnahme der Gleise des neuen Ueberbaues."

Die Art und Weise der Auswechslung wurde dem Unternehmer überlassen, jedoch waren genaue Zeichnungen und Erläuterung hierüber zu geben.

Die öffentliche Ausschreibung fand im September 1915 statt. Es gingen 16 Angebote ein. Die von den Brückenbauanstalten bezüglich des Auswechslungsvorganges eingereichten Lösungen lassen sich in drei Gruppen zusammenfassen:

1. Zusammenbau des neuen Ueberbaues unmittelbar seitlich neben den alten Ueberbauten auf Gerüsten, nach Fertigstellung Abbruch der alten Brücke an Ort und Stelle, hierauf seitliches Einfahren des neuen Ueberbaues;
2. Zusammenbau des neuen Ueberbaues auf Gerüsten, um eine Brückenbreite von dem alten entfernt, nach Fertigstellung Quer- und Längsverschiebung der alten Brücke vor die benachbarte Oeffnung, alsdann Querverschiebung des neuen Ueberbaues in die endgültige Lage;
3. Zusammenbau des neuen Ueberbaues auf Gerüsten an beliebiger, geeigneter Stelle oberhalb der alten Brücke, nach Fertigstellung, Anheben des alten Ueberbaues durch untergefahrene Prähme unter Ausnutzung des Wasserstandsunterschiedes zwischen Ebbe und Flut, Ausfahren und Verankern flußaufwärts, hierauf Abheben des neuen Ueberbaues von Montagegerüst bei steigender Flut und Einfahren an Ort und Stelle.

Die für die Auswechslung zur Verfügung gestellte Zeit von zehn Tagen glaubten die Firmen mit wenigen Ausnahmen bei allen Lösungen einhalten zu können, bei der Lösung 2 verpflichtete die Gutehoffnungshütte sich sogar, die Arbeiten in ein bis zwei Tagen zu vollenden. Die Ausführung dieses Vorschlages hätte jedoch durch Herstellung besonderer Längsverschubgerüste einen erheblichen Mehraufwand an Kosten erfordert. Die dadurch zu erzielende Abkürzung der Betriebspause wurde nicht so hoch eingeschätzt, daß die Aufwendung der Mehrkosten gerechtfertigt erschien.

Bezüglich der Lage der Verschubbahn und ihrer baulichen Ausbildung wurden ebenfalls verschiedene Vorschläge gemacht. Zum Teil war die Verschubbahn unterhalb der Ueberbauten auf dem Gerüst angeordnet. Das Einfahren war hierbei in der Weise gedacht, daß der Ueberbau jeweils an den dritten oder vierten Knotenpunkten auf je zwei besonders konstruierte Unterwagen, die auf Schienen laufen und alsdann mittels Kabelwinden mit vorgeschalteten Flaschenzügen vorgezogen werden, gesetzt werden sollte. Natürlich mußte zuvor eine kräftige, fachwerkartige Aussteifung der über den Wagen befindlichen Hängestangen vorübergehend eingebaut werden. Für die bei der Lösung 2 erforderliche Längsverschiebung konnten die gleichen Wagen nach Drehung um 90° verwandt werden. Im Gegensatz zu der tiefliegenden Verschubbahn war bei anderen Entwürfen diese über den Pfeilern in mehr oder minder zweckmäßiger Weise zum Teil seitlich neben den Endvertikalen oder unter ihnen angeordnet. Im letzteren Falle mußten, um die Verschubbahnträger unterzubringen, die Versteifungsgewölbe zwischen den Auflagern gänzlich abgebrochen werden.

Der Zuschlag für die Lieferung der vier Strombrücken und Ausführung der Auswechslungsarbeiten wurde der Firma Steffens u. Nölle A.-G., Berlin-Essen, zum Gesamtpreise von 2 146 000 RM erteilt, deren gut durchdachter Vorschlag bezüglich der Lage der Verschubbahn und der zweckmäßigen Ausbildung der Verschubvorrichtungen volle Gewähr für die sichere und planmäßige Durchführung der Arbeiten bot.

Die Verschubbahn war über den Pfeilern genau in der Mitte zwischen zwei Ueberbauten angeordnet, so daß sie in derselben Lage für zwei aneinander grenzende Ueberbauten benutzt werden konnte (Tafel 2, Abb. 8). Durch provisorisches Anbringen von konsolenartigen Auskragungen an den oberen Enden der Endvertikalen war für die Ausbildung der Verschiebewagen und der Verschubbahn so viel Konstruktionshöhe gewonnen, daß die Aussteifungsgewölbe zwischen den Pfeilern völlig unversehrt bleiben könnten (Tafel 2, Abb. 7). Auf die Einzelheiten werde ich später eingehen.

Bauvorgang. Mit den Werkstattsarbeiten wurde noch Ende 1915 begonnen, jedoch mußten sie Mitte 1916 eingestellt werden, da die Heeresverwaltung das Material beschlagnahmte und aus militärischen Gründen eine Unterbrechung des viergleisigen Betriebes auf den Elbbrücken nicht zugelassen werden konnte. Sofort nach Beendigung des Krieges, Anfang 1919, wurde die Firma zur Wiederaufnahme der Arbeiten aufgefordert. Den inzwischen eingetretenen, veränderten Preisverhältnissen wurde mit Genehmigung des Herrn Ministers durch Abschluß eines Nachtragsvertrages in Form eines gemischten Selbstkostenvertrages Rechnung getragen, bei dem die Kosten für das benötigte Eisen und die Arbeitslöhne als veränderliche Bestandteile eingeführt, für alles übrige, das Vorhalten der Hilfsvorrichtungen, Ausrüstungsgegenstände der Baustelle usw. feste Preise vereinbart wurden. Zur Deckung der Unkosten wurden dem Unternehmer bestimmte Prozentsätze auf die Arbeitslöhne zugebilligt.

Die Auswechslung der vier Brücken sollte innerhalb zweier Jahre in zwei Bauabschnitten vorgenommen werden. Im ersten Baujahre 1919 gelang es jedoch nicht, die Ueberbauten I und II auszuwechseln, da durch die wirtschaftlichen Wirrnisse mit ihren bösen Folgen, Streiks, Mangel an Eisen, Kohlen, elektrischem Strom usw. die Bauarbeiten erhebliche Verzögerungen erlitten. Der Ueberbau I konnte erst am 28. Juli 1920, der Ueberbau II am 28. September desselben Jahres eingefahren werden. Im darauffolgenden Jahre wurden alsdann die Ueberbauten III und IV planmäßig ausgewechselt. Von der ursprünglichen Absicht, nach dem Einfahren die Ueberbauten einzeln nacheinander sofort in Betrieb zu nehmen, wurde abgesehen. Da infolge des während der Bauzeit verhältnismäßig schwachen Güterverkekrs die Ueberleitung der Personengleise auf die Gütergleise zwischen Harburg und dem Block Süderelbe sich auf mehrere Monate ermöglichen ließ, wurde der Betrieb auf den Personengleisen erst nach der Auswechslung jedes zweiten Ueberbaues, des Ueberbaues II und IV, wieder aufgenommen.

Folgender Bauvorgang wurde der Ausführung zugrunde gelegt:

Montage der Ueberbauten unmittelbar neben der alten Brücke auf gerammten Gerüsten, nach Fertigstellung

Abbruch des vorher auf einem Gerüst abgestützten und durch innere Aussteifungen gesicherten alten Ueberbaues mittels autogenen Schneidverfahrens, hierauf Einfahren des neuen Ueberbaues.

Die Werkstattsarbeiten standen unter ständiger Aufsicht der Bauverwaltung; sie vollzogen sich in der üblichen Weise. Bei der Abnahme im Werke wurde jeder Bogen ausgelegt und sämtliche Maße genau nachgeprüft.

Einrichtungen der Baustelle (Tafel 1, Abb. 3 u. 4). Die in den Werken der Firma Steffens u. Nölle fertiggestellten und abgenommenen Bauteile wurden auf Eisenbahnwagen unmittelbar an die Baustelle angeliefert und hier von den Hauptgleisen in einer Zugpause durch einen fahrbaren elektrischen Portalkran mit einer Spannweite von 23 m und 8 m lichter Höhe gefaßt, auf Kleinwagen umgeladen und vermittels einer Transportbahn auf das Gerüst gefahren. Da wegen der Deichanlagen die Platzverhältnisse auf der Baustelle äußerst beengt waren, mußten zur Schaffung von Lagerplätzen Aufhöhungen vorgenommen und neben den Hauptgleisen die Neuländerstraße provisorisch mittels einer Holzbrücke überdeckt werden, um Bauteile und Hilfsvorrichtungen vor und nach dem Aus-

bau absetzen zu können. Die Kranbahn des Abladekranes war zu diesem Zweck über die Straße hinweggeführt.

Für den Zusammenbau waren zwei elektrische Portalkräne vorgesehen mit einer Spannweite von 23 m und einer lichten Höhe von 26,00 m. Diese große Spannweite wurde gewählt, um die Kräne sowohl für die Montage des neuen als auch für den Abbruch des alten Ueberbaues, über die sie beide übergriffen, verwenden zu können. Die Kräne hatten eine feste und eine Pendelstütze. Die Kranbahn für die feste Stütze lief in Höhe Oberkante des Montagegerüstes. Die Kranbahn für die Pendelstütze war in dem Zwischenraum zwischen der alten Personengleis- und der Gütergleisbrücke so hoch gelagert, daß die Fahrschiene über Oberkante der Pfeiler durchlief und somit ein Pfeilerabbruch vermieden wurde.

Zur Vernietung der zusammengesetzten Eisenbauteile diente eine Preßluftanlage. Sie bestand aus einem Kompressor, der von einem 100-PS-Drehstrommotor angetrieben wurde und der bei 165 Umdrehungen in der Minute 12 cbm auf 7 Atm. komprimierte Luft lieferte. Der erforderliche Strom mußte in besonderen Kabeln aus dem städtischen Elektrizitätswerk Harburg in einer Spannung von 10 000 Volt an die Baustelle herangeführt und für den Antriebsmotor, die Kräne, Werkstattsmotoren, Bohr- und Antreibemaschinen sowie für die Beleuchtung in einer für diesen Zweck erbauten Transformatorenanlage auf geeignete Stromart und Spannung transformiert werden. Die Druckluft lief durch einen Druckluftbehälter in die über die Gerüste verteilte Rohranlage, an deren Ende ein zweiter Ausgleichbehälter aufgestellt war. Die Gebläseluft für die Nietfeuer erzeugte eine besondere Ventilatoranlage.

Eine Werkstatt mit Schmiede, Drehbänken und Bohrmaschinen, ein Magazin sowie Aufenthalts- und Warteräume nebst Kantine für die Arbeiter und ein Bureaugebäude vervollständigten die Ausrüstung der Baustelle.

Gerüste (Tafel 1, Abb. 3, 4 u. 5). Die Montagegerüste für die Oeffnung I und IV, unter denen sich größtenteils Land befindet, das nur zeitweise überschwemmt wird, bestand aus 12 gerammten Pfahljochen. Das Abbruchsgerüst für die Unterstützung der alten Brücke während ihres Abbruches wurde in ähnlicher Weise ausgeführt. Unter der Brücke konnten jedoch keine Pfähle geschlagen werden, sondern nur seitlich und in dem nur rd. 1,5 m breiten Zwischenraum zwischen der Personen- und Güterzugbrücke. Es mußten hierzu besondere schmale Rammen hergestellt werden. Auf die Joche wurden sprengwerkartige Bockgerüste gesetzt, auf denen dann die Brücke vermittelst Keile und Druckschrauben zur Abstützung gelangte. Für die Gerüste in der Oeffnung II und III, durch die der Hauptstrom geht, war ursprünglich dieselbe Form der Ausführung gewählt worden. Seitens der Wasserbauverwaltung war jedoch in der Strompolizei-Erlaubnis die Bedingung gestellt, daß bis zum 1. Dezember d. J. die Gerüste vollständig beseitigt werden mußten, um bei einsetzendem Frost nicht die Schiffahrt durch Eisstauungen lahmzulegen, die auch den Bestand des Gerüstes ernstlich gefährdet, wenn nicht sogar gänzlich vernichtet hätten. Da wegen der schwierigen Zeitumstände, insbesondere Eintretens von Stockungen in der Lieferung der Eisenteile und Verzögerungen infolge von Unruhen und Streiks usw. nicht mit Sicherheit auf die Fertigstellung des II. Ueberbaues bis zum Eintritt des Winters 1919/1920 gerechnet werden konnte, ein Abbruch des Gerüstes und eine Demontage der unfertigen Brücke aber ausgeschlossen war, wurde in vorsorgender Weise unter Zustimmung der Strompolizei eine andere Ausführungsart gewählt, die dem Eise möglichst glatten Abzug gewährte und genügend Sicherheit gegen die Gefahr des Zerdrückens bot. Letzteres erreichte man durch Anordnung von größeren Feldweiten unter Zuhilfenahme von eisernen Fachwerkträgern mit drei Spannweiten von 22,59 m und je einer von 13,30 m an den Seiten, die auf nur vier schmalen Jochen auflagen. Dasselbe Gerüst fand später in der Oeffnung III Wiederverwendung, ebenso wie das der Oeffnung I in Oeffnung IV. Die größte Pfahllänge betrug 18 m, die geringste 13,5 m. Zum besonderen Schutze der Joche gegen Treibeis wurden vor diesen sowie vor den Holzpfeilern der Verschiebebahn kräftige Eisbrecher aus 25 Pfählen gerammt. Insgesamt wurden 704 Pfähle geschlagen.

Die schweren Eisbrecher bewährten sich, abgesehen von ihrem eigentlichen Zweck, auch noch in anderer Beziehung gut. Im Februar 1920, als die Fahrbahn des Ueberbaues in der Oeffnung II bereits verlegt war, fuhr bei völlig klarer Luft ein schwerer, mit Braunkohle beladener eiserner 600 t-Kahn, dessen Führer durch plötzlich eingetretenes scharfes Oberwasser anscheinend die Gewalt über das Steuer verloren hatte, mit voller Gewalt mitten vor die gesperrte Oeffnung. Hierbei zerstörte er zwei Eisbrecher vollständig und beschädigte einen dritten stark. Das Montagegerüst blieb dank der schweren Ausführung der Eisbrecher vollkommen unversehrt. Infolge des starken Anpralles zerbrach der Kahn in drei Teile, sank in kurzer Zeit und blieb unmittelbar längs des Gerüstes auf dem Grunde liegen. Sofort traten durch das Hindernis im Strome gefährliche Auskolkungen innerhalb des Gerüstes ein, an einigen Stellen, wie durch Taucher festgestellt wurde, rd. 2,5 m tief, da die Bordwand des Kahnes stromauf höher zu liegen kam und bei Ebbe das

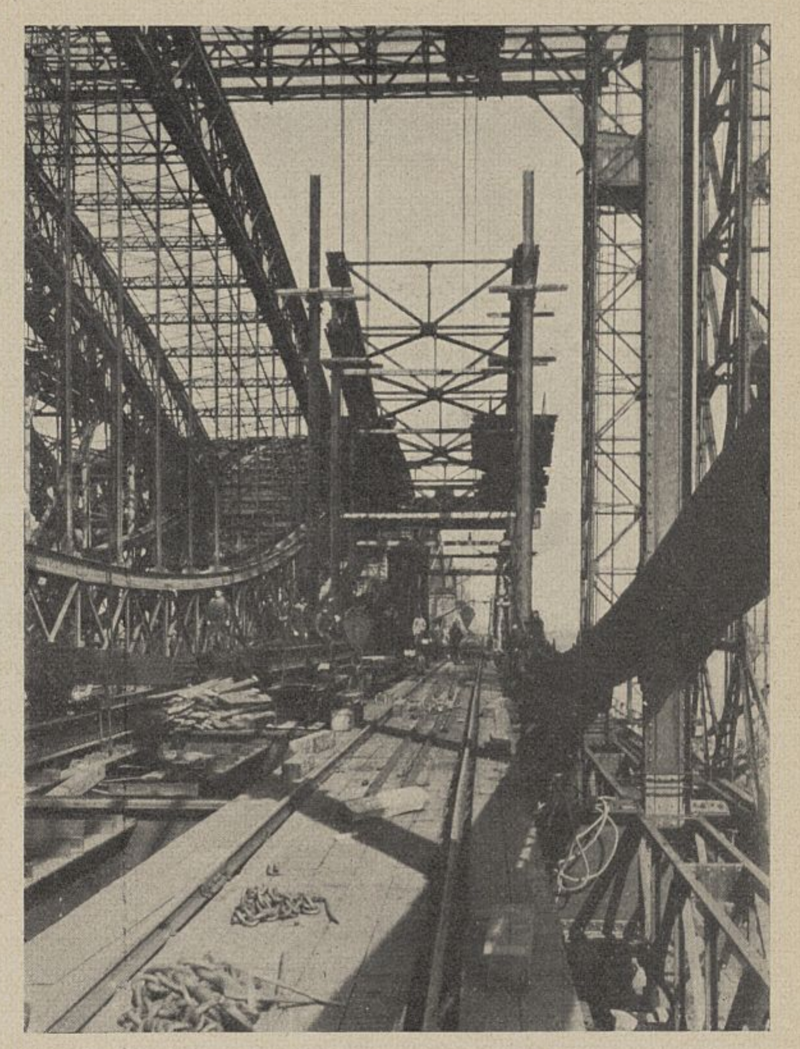


Abb. 4. Ueberbau I während des Zusammenbaues.

Wasser wie bei einem Wehr nach dem Gerüst zu überfiel. Die Beseitigung des Kahnes stieß auf Schwierigkeiten, da von Sprengungen des Kahnes abgesehen werden mußte, um das bereits gefährdete Gerüst nicht in noch größere Gefahr zu bringen. Unter Anwendung des Unterwasserschneidverfahrens, das Eisen vermittelst Wasserstoff, Sauerstoff und komprimierter Luft unter Fortbrennen der Schneidflamme unter Wasser zerschneidet, gelang es, den Kahn in einzelne Teile zu zerlegen und ihn innerhalb zwei Wochen gänzlich zu beseitigen.

Aufstellung und Zusammenbau der Ueberbauten. Mit Hilfe der beiden oben beschriebenen Portalkräne wurde zuerst die Fahrbahn, darauf das Zugband, von der Mitte beginnend, alsdann die Hängestangen und schließlich der Druckbogen zusammengesetzt (Abb. 4). Die Schlußstücke der Bögen ließen sich zwanglos einfügen. Hierauf begannen nach sorgfältiger Ausrichtung des Ueberbaues die Nietarbeiten (Abb. 5). Auf der Baustelle wurden je Ueberbau rd. 55 000 Nieten mit Preßlufthämmern geschlagen. Gleichzeitig waren bis 10 Nietkolonnen, bestehend aus je drei Mann, tätig.

Gleichzeitig mit diesen Arbeiten wurden die Windböcke in die Pfeiler eingebaut. Hierzu waren umfangreiche Stemmarbeiten erforderlich, die ohne Störung des Eisenbahnbetriebes ausgeführt werden mußten. Zu diesem Zweck wurden die Endschwellenträger des alten Ueberbaues durch Hilfsträger unterfangen, die Auflagersteine beseitigt, hierauf der Bock seitlich eingeschoben und zugleich die neuen Auflagersteine für den Endquerträger verlegt.

Die in Pfeileroberkante liegenden Hauptauflagersteine der alten Brücke mußten ebenfalls während des Betriebes herausgenommen und durch neue von größeren Abmessungen ersetzt werden. Die Hilfsvorrichtung, die zu diesem Zweck eingebaut wurde, bestand aus einem kräftigen, als doppelten Blechträger ausgebildeten Hubträger, der durch je zwölf vertikale Winkeleisen an die Endvertikalen angeschlossen war. Die Enden des Hubträgers ruhten auf provisorischen Auflagern, die aus einem Fußträger, einem darüber gestellten Bock und zunächst je zwei Hubpressen sich zusammensetzten. Vermittelst der Hubpressen wurde nun die alte Brücke um rd. 20 mm gehoben, worauf die Auflager des alten Ueberbaues entfernt werden konnten. An ihre Stelle wurden alsdann ebenfalls Hubpressen gebracht, um damit die Pressen zwischen den festen Böcken und den Hubträgern frei zu bekommen und sie gegen feste Lager auszuwechseln. An dem anderen Auflager der Brücke war der Vorgang

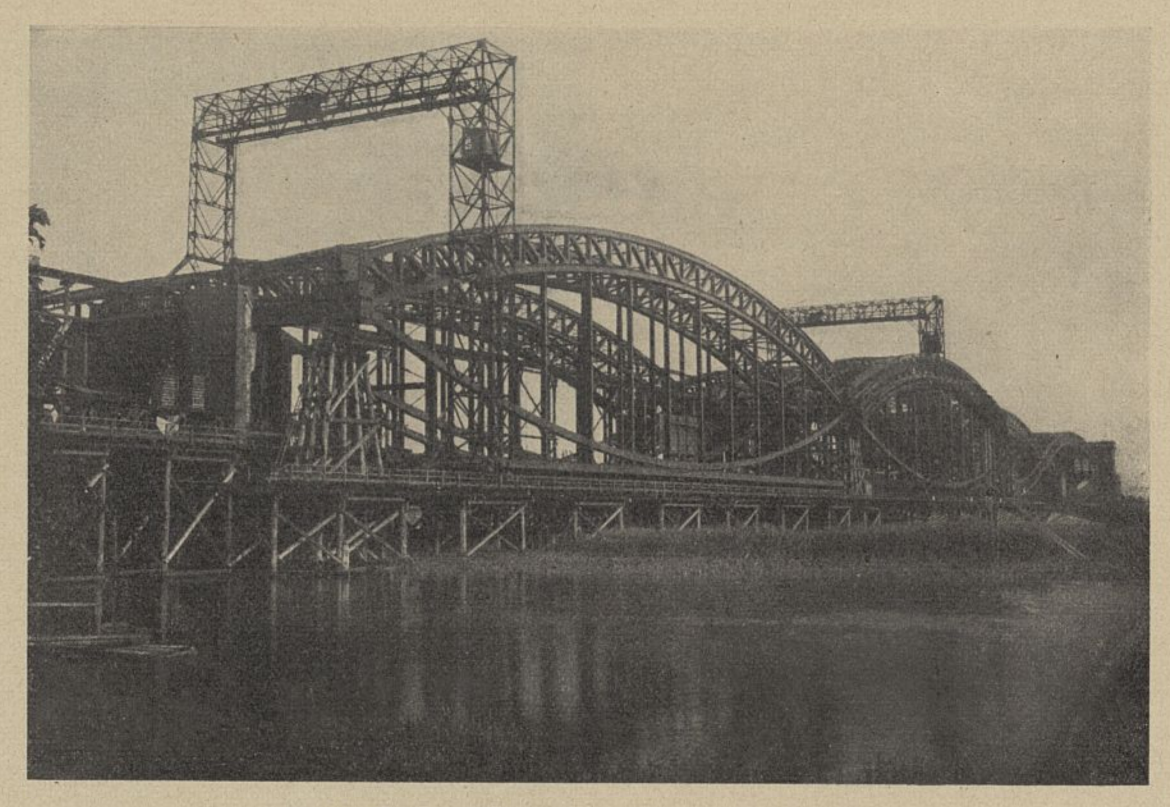


Abb. 5. Ueberbau I fertig montiert, kurz vor dem Verschieben.

der gleiche, nur mit dem Unterschied, daß zur Erzielung der Beweglichkeit des Lagers zwischen Fußträger und Hubträger statt des Bockes ein Pendel eingeschaltet wurde. Nunmehr wurden die Hubpressen unter den Endvertikalen des alten Ueberbaues um 20 mm wieder abgelassen, so daß die alte Brücke an allen vier Punkten auf den Auflagerböcken bzw. auf den Pendeln ruhte und die ursprüngliche Höhenlage wieder eingenommen hatte. Das Heben und Senken der Brücke geschah während weniger Stunden in einer Betriebspause. Nach Ausführung dieser Vorarbeiten konnten die alten Auflagerquader entfernt, die neuen eingesetzt und untergossen werden. Nach vollständiger Erhärtung der Zementfugen wurde bis zum Abbruch der Brücke unter den Endvertikalen eine Unterklotzung eingebaut. Hierdurch wurde der Hubträger frei und konnte nebst den dazugehörigen Lagern beseitigt werden, um bei dem Anheben des nächsten Ueberbaues zwecks Vornahme der gleichen Arbeit Verwendung zu finden.

Neben der Auswechslung der Quadern hatte die Hubträgervorrichtung noch einen anderen wichtigen Zweck zu erfüllen, nämlich den alten Ueberbau III einseitig anzuheben, so daß der zwischen der Fahrbahn des neuen Ueberbaues II und des angrenzenden alten Ueberbaues III sich ergebende Höhenunterschied von 600 mm ausgeglichen und die Züge auf einer Rampe mit einer Steigung von ungefähr 1 : 166 auf die neue hochgelegene Fahrbahn übergeleitet werden konnten. Das Anheben des Ueberbaues III um dieses Maß erfolgte während des Abbruchs des alten Ueberbaues II in der Weise, daß Pressen unter die Endvertikalen des alten Ueberbaues gestellt, alsdann die ursprünglichen Pendel unter den Hubträgern beseitigt und durch höhere ersetzt wurden. An den beiderseitigen Brechpunkten der Neigungen zwischen den Ueberbauten II/III und III/IV wurden zur Ausgleichung der Gefällwechsel Ausrundungen der Gleise mit einem Halbmesser von 5000 m eingelegt.

Abbruch der alten Ueberbauten. Die Personengleise zwischen Harburg und Block Süderelbbrücke wurden nach Fertigstellung der Ueberbauten I und II bzw. III und IV und Erledigung aller zugehörigen Vorarbeiten gesperrt und sofort mit der Beseitigung der alten Brücke begonnen, nachdem sie zuvor durch ein besonderes Aussteifungsgerüst gegen Einsturz während des Abbruches gesichert und auf dem Untergerüst durch Druckschrauben und Keile abgestützt war. Die Beseitigung der alten Brücken erfolgte durch Zerlegen in größere, versandgerechte Teile vermittelst autogenem Schneidverfahren mit Sauerstoff und Wasserstoff unter Anwendung von Brennapparaten verschiedener Systeme. Entgegen der ursprünglichen Absicht, die Ober- und Untergurtteile der einzelnen Felder des Druckbogens unmittelbar aufeinanderfolgend zu entfernen, wurde zunächst nur der Obergurt des Mittelfeldes und der drei anschließenden Felder beseitigt. Hierdurch konnte, da der Untergurt sich bis dahin allein trug, eine unnötige Belastung des Abbruchs- und Aussteifungsgerüstes vermieden werden. Beim Zerschneiden waren gleichzeitig bis zu acht Schneidkolonnen tätig, die in zwei Schichten, von morgens 6 bis nachmittags 2 und 2 bis 10 Uhr abends, während der letzten Stunden bei elektrischem Lichte, arbeiteten. Nach vollständiger Entfernung des Druckbogens begann der Abbruch des Zugbogens von den Auflagern nach der Mitte zu. Zuletzt wurde die Fahrbahn aufgenommen. Die einzelnen, abgebrannten Teile des Ueberbaues faßten die beiden Montagekräne und legten sie auf Rollwagen nieder, auf denen sie nach dem angrenzenden Ueberbau befördert, dort auf bereitstehende Eisenbahnwagen geladen und abgefahren wurden. Von der unmittelbaren Verladung auf Eisenbahnwagen in der Oeffnung selbst nahm man in Rücksicht auf eine unnötige Belastung des Gerüstes Abstand. Zur Abbeförderung der vier Ueberbauten im Gesamtgewicht von rd. 2600 t wurden 120 SS-Wagen benötigt. Die Beförderung der schweren Sauer- und Wasserstofflaschen bis hinauf zum Obergurt auf die Abbruchsrüstungen mußte mit großer Vorsicht ausgeführt werden, um Unfälle zu vermeiden. Bei dem während der Arbeit herrschenden trockenen Wetter war die Gefahr des Ausbrechens eines Brandes sehr groß, zumal die herabfallenden glühenden Eisentropfen sofort den Gerüstbelag und insbesondere die darauf gewehten Holzabfälle des in Bearbeitung befindlichen Fahr-

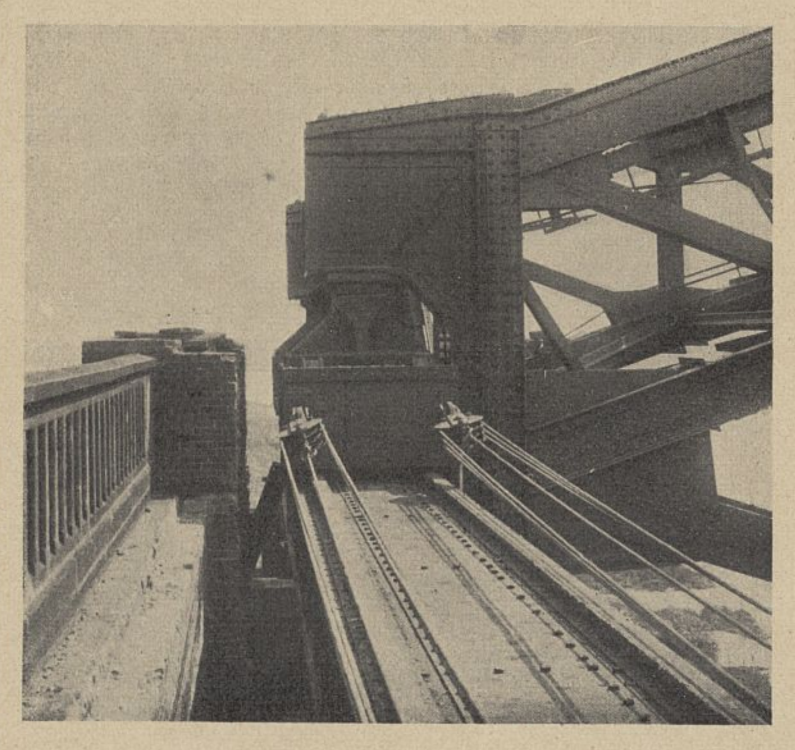
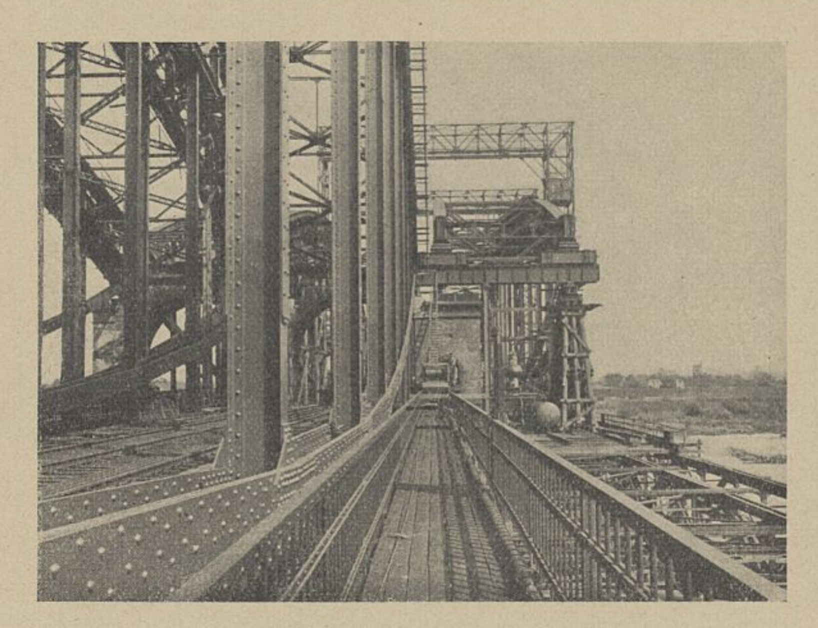


Abb. 6. Verschiebevorrichtung über dem nördlichen Portalpfeiler.



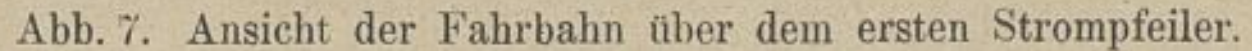


Abb. 7. Ansicht der Fahrbahn über dem ersten Strompfeiler.

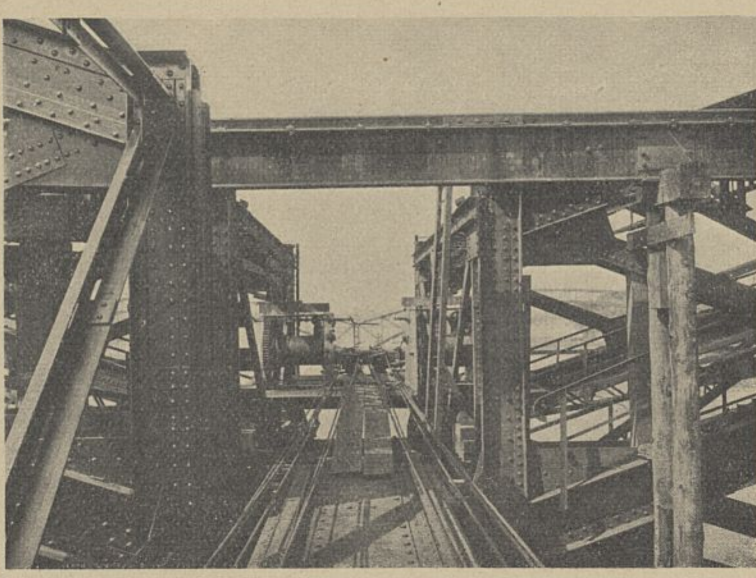


Abb. 8. Windenanordnung auf dem Strompfeiler.

bahnbelages zur Entzündung brachten. Auch geriet durch anfänglich öfters auftretendes Platzen der langen, damals noch aus Gummiersatzstoffen hergestellten Zuführungsschläuche von den Flaschen zu den Brennern der Wasserstoff und dadurch der Rüstungsbelag in Brand. Durch Einrichtung von besonderen Brandwachen war es möglich, Brände im Keime zu ersticken und später durch Verwendung haltbarerer Schläuche von widerstandsfähigerem Material, dessen Beschaffung lange Zeit auf Schwierigkeiten stieß, schließlich ganz zu verhindern. Insgesamt wurden 1650 Flaschen Sauer- und Wasserstoff verbraucht. Der Abbruch jedes Ueberbaues dauerte nur sieben Tage.

Gleichzeitig mit diesen Arbeiten erfolgte die infolge der höheren Lage der neuen Fahrbahn erforderliche Herstellung der Rampe in Richtung Harburg und Hamburg, wobei auf der einen Seite die Ueberbauten über den Diamantenkanal und die Neuländerstraße und auf der anderen Seite die sechs Flutbrücken mithochzuheben waren.

Verschiebevorrichtung (Tafel 2, Abb. 7 u. 8). Die zur Einschiebung verwendete Anlage bestand aus den Verschiebebahnen, den Verschiebewagen, der Hilfskonstruktion, mit der der Ueberbau auf den Wagen gelagert war und den Bewegungsvorrichtungen (Abb. 6, 7 u. 8). Alle diese Teile mußten in dem zwischen zwei Ueberbauten vorhandenen, äußerst schmalen Raum von nur rd. 2,3 m Breite auf den Pfeilern untergebracht werden. Die Verschiebebahnen waren aus je zwei miteinander verbundenen, 1 m hohen und 22,5 m langen Blechträgern gebildet, auf denen die beiden Fahrschienen ruhten. Die Träger waren an vier Punkten unterstützt, am äußersten Ende durch einen gerammten zwölfpfähligen Pfeiler, über dem Pfeilervorsprung durch eine Pendelsäule und ferner zweimal auf dem Pfeiler selbst durch Böcke, die zwischen den Auflagersteinen zweier benachbarter Ueberbauten ruhten. Auf dem äußerst beschränkten Raum einer Pfeilerhälfte mußten insgesamt fünf Auflager untergebracht werden, zwei für die eisernen Ueberbauten, zwei für die Hubträger und eins für die Verschiebebahn, auf dem ganzen Pfeiler zusammen zehn Auflager. Um für die Verschiebebahn Platz zu schaffen, war es notwendig, an den Pfeilern die Bekrönungen, Balustraden und sonstiges im Wege stehendes Mauerwerk abzubrechen, während die Versteifungsgewölbe zwischen den Auflagern unversehrt blieben. Auf den kräftigen Fahrschienen liefen je zwei Verschiebewagen mit je zwei besonders gelagerten Achsen von 200 mm Durchmesser. Die beiden Wagen waren starr gekuppelt und mit je vier doppelflanschigen Rädern versehen. An die beiden Endvertikalen des neuen Ueberbaues war je ein starkes Konsol mit Schrauben befestigt. Unter diesen lagen die Auflager, die auf dem Verschiebewagen ruhten. In zweckmäßiger Weise wurden hierzu die späteren Hauptlager der Ueberbauten benutzt, so daß die Herstellung besonderer Lager und somit die Kosten für solche erspart werden konnten. Zur gleichmäßigen Druckübertragung zwischen Auflager und Verschiebewagen war eine starke Bleiplatte eingelegt.



Abb. 9. Ueberbau IV vor der Einfahrt

Als Bewegungsvorrichtung wurden je zwei Kabelwinden von je 3 t Zugkraft verwendet, die auf einer Plattform montiert und gegen die Verschiebeträger abgestützt waren. Die Uebertragung des Zuges erfolgte durch eingeschaltete Flaschenzüge. Um ein Ecken und damit ein Festfahren der Wagen beim Einfahren zu verhüten, mußte besondere Sorgfalt auf die parallele Lage der Fahrbahnen gelegt werden. Zu diesem Zweck wurden bei der Verlegung der Verschiebeträger gleich lange Drähte an deren Enden gespannt. Die genaue Festlegung der parallelen Lage erfolgte mit Hilfe des Theodoliten, dessen Achse in die Brückenachse eingestellt und nach Drehung um 90 v H mit der Verschiebeachse in genaue Uebereinstimmung gebracht wurde. Um eine gleichmäßig fortschreitende Verschiebung zu erreichen, waren an den Verschiebeträgern große wagerechte Holzmaßstäbe mit 20 cm Einteilungen in abwechselnd weißen und schwarzen Feldern und an den Verschiebewagen zwei senkrecht übereinander stehende Zeiger angebracht (Abb. 9). Der obere war schwarz, der untere weiß, so daß ersterer auf dem weißen, der letztere auf dem schwarzen Felde deutlich weithin sichtbar war, sowohl von der Mitte der Brücke aus wie von einem Pfeiler zum andern. Diese einfache Einrichtung bewährte sich gut. Das Einfahren des rd. 1200 t schweren Ueberbaues ging bei allen vier Ueberbauten glatt und ohne

Störung von statten. Das Maß der Verschiebung betrug 10,72 m, die Zeit 1 Stunde 15 Minuten.

Im Anschluß hieran wurden unter die Endvertikalen Pressen gestellt und nach Hebung der Brücke um etwa 20 mm die Auflager von den Verschiebewagen entfernt, hierauf Pressen unter die Konsole gebracht, die Pressen unter den Endvertikalen beseitigt, die Auflager unter diesen in richtiger Stellung versetzt und schließlich der ganze Ueberbau um 105 mm auf die Lager abgesenkt. Gleichzeitig mit diesen Arbeiten erfolgte der Einbau der Endfelder, die, um einem Abbruch der Pfeilervorsprünge zu vermeiden, beim Einschieben fortgelassen waren, ferner die einseitige Hebung des Ueberbaues III bzw. der Flutbrücken zur Ausgleichung des Fahrbahnhöhenunterschiedes sowie die Verlegung der Gleise und Herstellung der anschließenden Rampe.

Anstrich. Die Ueberbauten I und II erhielten einen zweimaligen Anstrich mit einer Teerersatzfarbe. Leider mußte zu einem Ersatzmittel gegriffen werden, da damals infolge mangels an Rohstoffen unmittelbar nach dem Kriege brauchbare Leinölfarbe fast gar nicht oder nur zu überaus hohen Preisen zu beschaffen war. Der erste Anstrich wurde im Werke, der zweite auf der Baustelle aufgebracht. Da die Farbe keine elastische Haut wie Oelfarbe bildet, war ihre Haltbarkeit natürlich sehr beschränkt. Es zeigten sich auch nach einem Jahre schon viele Roststellen.

Zum Anstrich der Ueberbauten III und IV konnten, da im Jahre 1921 der Rohstoffmangel behoben war, Leinölfarben von fünf bewährten Farbenfabriken bezogen werden. Im Werk wurden die Eisenteile dieser Ueberbauten zunächst mit Leinölfirnis gestrichen. Nach dem Zusammenbau wurden zur Erprobung der Haltbarkeit der fünf Farben an den beiden Ueberbauten vier verschiedene Versuchsanstriche hergestellt in der Weise, daß die beiden letzten Anstriche — Grund- und Deckanstrich — auf vierfach verschieden vorbereiteten Untergrund aufgetragen wurden, und zwar:

1. unmittelbar auf den im Werk aufgetragenen Leinölfirnis;
2. auf zweifachen Bleimennigeanstrich;
3. auf blankes, durch Sandstrahlgebläse gereinigtes Eisen ohne Untergrund, und
4. mit vorherigem doppelten Mennigeuntergrund.

Sämtliche Anstrichmaterialien wurden vorher chemisch untersucht. Nach Ablauf einer Reihe von Jahren wird es möglich sein, die Bewährung der verschiedenen Versuchsanstriche und die Haltbarkeit der Farben einwandfrei prüfen zu können und an Hand der Ergebnisse brauchbare Unterlagen für die zukünftige Herstellung von Anstrichen zu erhalten.

Brückenprüfung. Vor Eröffnung des Betriebes fanden Probebelastungen sämtlicher Ueberbauten statt. Hierzu wurden beide Gleise durch je vier Tenderlokomotiven (T 18) mit voller Betriebslast gleichmäßig belastet. Die Durchbiegung in der Mitte der Ueberbauten wurde mit dem Theodolit gemessen. Sie betrug erstmalig bei langsamer Fahrt 45 bis 47 mm, bei schneller Fahrt 47 bis 48 mm. Nach dem Herunterfahren der Lokomotiven verblieb als dauernde Durchbiegung nur 4 bis 7 mm. Als größte Seitenschwankung der Fahrbahn wurde mit dem Leunerschen Schwingungsmesser 5 mm gemessen. Die Seitenschwankung der Obergurte betrug nur 3 mm.

Baukosten. Die Auswechslung der vier Ueberbauten war im Jahre 1915 auf 2 146 000 RM veranschlagt worden. Mit der ständig zunehmenden Teuerung und Geldentwertung stiegen die Kosten beträchtlich und wurden im August 1921 auf 31 200 000 Papiermark festgestellt.

Bauzeiten und Bauleitung. Mit dem Bau wurde, abgesehen von den geringfügigen Werkstattarbeiten von Ende 1915 bis Mitte 1916, im Anfang des Jahres 1919 begonnen. Die Auswechslung des Ueberbaues I wurde am 28. Juli 1920 vorgenommen, des Ueberbaues II am 28. September desselben Jahres, des Ueberbaues III am 19. Juli und des letzten am 19. August 1921. (Abb. 10). An diesem Tage fand in Gegenwart des Vertreters des Reichsverkehrsministers die feierliche Schlußsteinlegung statt. Am 10. September wurde der Betrieb auf der neuen Brücke voll aufgenommen.

Mit der Leitung des Baues vom Beginn bis zur Fertigstellung war der Verfasser betraut worden. Die Oberaufsicht ruhte in der Hand des Dezernenten für Brückenbau der Eisenbahndirektion Altona, Oberregierungsbaurat Merling.

Die Brückenbauanstalt Steffens und Nölle A.-G., Berlin-Essen, führte den Eisenbau und die schwierigen Auswechslungsarbeiten aus. Mit Recht können die Leiter der beiden Werke stolz sein auf den wohlgelungenen Brückenbau, der in ihren Werkstätten in mustergültiger Weise gefertigt und in engem Zusammenarbeiten mit der Baustelle ohne jeden Unfall zum glücklichen Ende geführt wurde. Die Herstellung der Gerüste lag der Firma August Prien-Harburg ob, die Umänderungen an den Pfeilern führte die Firma F. Harriefeld-Wilhelmsburg aus. Beide Firmen waren stets bestrebt, durch technisch beste Leistungen den Bau zu fördern und haben somit wesentlichen Anteil an dem Gelingen des Werkes.

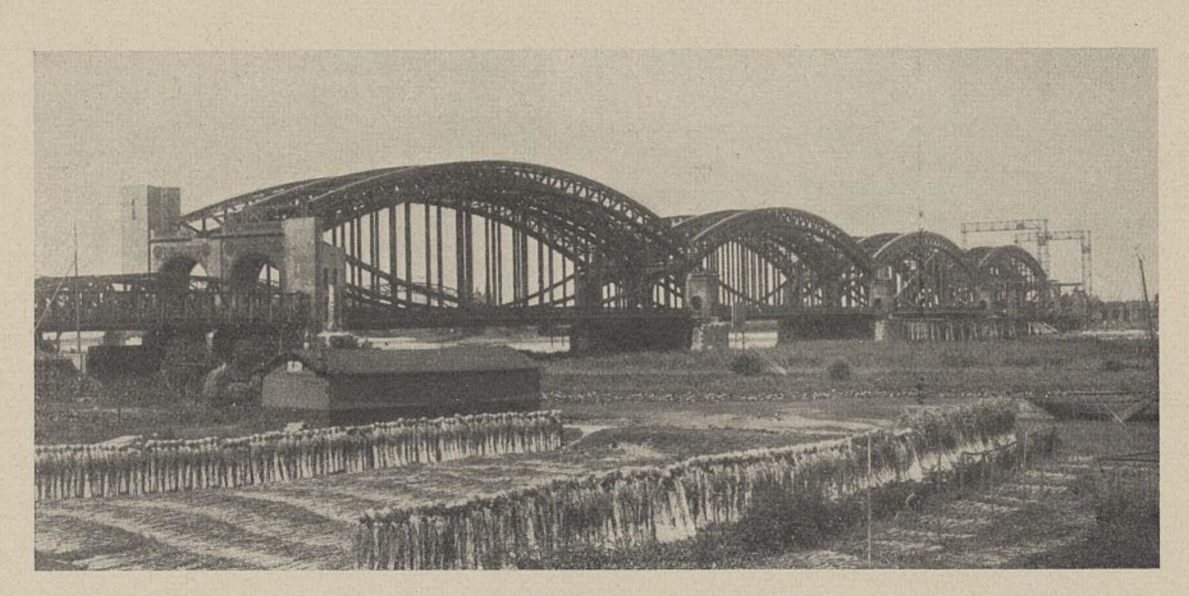


Abb. 10. Ansicht der fertiggestellten Brücke.

Die Grundwassersenkung beim Bau der Doppelschleuse in Wesermünde-Geestemünde.

Vom Regierungsbaurat **Arp** und Regierungsbaumeister **Dettmers** in Wesermünde.

(Schluß von Seite 85.)

b) Einzelheiten.

II. Tagewasseranschlüsse.

Das Absaugen des Tagewassers aus der Baugrube kann entweder mit besonderen kleinen Tagewasserpumpen oder durch die Hauptpumpen für die Grundwassersenkung erfolgen. Die letztere Anordnung ist nur dann zulässig, wenn durch entsprechende Anordnung der Pumpensümpfe und ihre ständige sachverständige Unterhaltung und Bedienung die sichere Gewähr besteht, daß durch die Tagewasseranschlüsse nicht Sand, Schlamm oder andere Fremdkörper (Holzsplitter usw.) in die Hauptpumpen gelangen und diese dadurch übermäßig verschleißen oder beschädigt werden. Im vorliegenden Falle wurden die Tagewasseranschlüsse mittels der Hauptpumpen betrieben und demgemäß auf die Anordnung der Pumpensümpfe ganz besonderer Wert gelegt. Es wurden in jeder Staffel drei bis vier Anschlüsse erforderlich. Das Saugerohr hatte 10 cm ∅. Die Saugeöffnung war mit Drahtgewebe zum Abhalten von Holzteilchen usw. bespannt. Die Pumpensümpfe (Abb. 16) bestanden aus 1×2 m großen Holzkästen aus gespundeten einzölligen Brettern. Durch eine mittlere Zwischenwand von 30 cm Stärke aus beiderseitigem Drahtgeflecht mit dazwischen gefülltem Filterkies wurden sie in ein Absatzbecken zum Klären des Wassers und in ein Saugebecken unterteilt. Das an den Böschungen abfließende Wasser wurde den Pumpensümpfen in Holzrinnen zugeleitet. Gegen Hochtreiben waren sie an den Umfassungswänden der Häupter befestigt. Die Bedienung erfolgte durch den Pumpenmaschinisten. Trotz größter Sorgfalt ließ sich die gelegentliche Verschlammung einzelner Pumpensümpfe (z. B. nach starken Regenfällen oder durch die Gußbetonarbeiten) nicht immer ganz vermeiden. Ob und inwieweit ein erhöhter Verschleiß der Pumpen durch die Tagewasseranschlüsse und dadurch ein erhöhter Stromverbrauch infolge verringerten Wirkungsgrades eingetreten ist, läßt sich nicht feststellen. Es sei jedoch auch an dieser Stelle (sieh weiter unten unter Wirkungsgrad) auf die Wichtigkeit des Wirkungsgrades der Anlage hingewiesen. So würde z. B. eine Verschlechterung des Wirkungsgrades der Pumpen durch unsachgemäße Tagewasserbeseitigung um nur 0,01 rd. 4000 RM Mehrkosten für Stromverbrauch hervorgerufen haben.

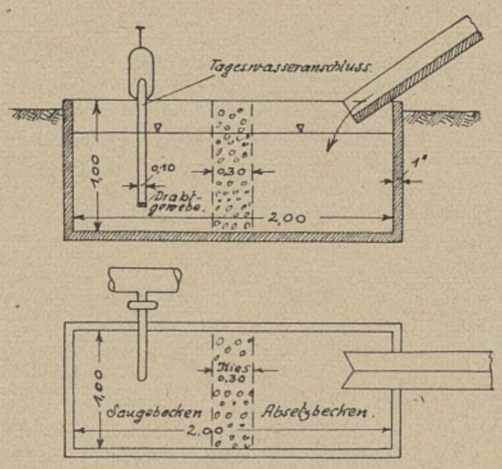


Abb. 16. Pumpensumpf.

III. Saugeleitung.

Die Saugeleitung war durchweg ohne Gefälle verlegt. Sie war 300 mm im Lichten weit und bestand aus 3 mm, teils auch 5 mm starken flußeisernen Rohren mit losem Flansch, die Flanschdichtung aus Pappringen. Die Rohre wurden von der ausführenden Firma in Normallängen glatter Rohre bezogen und auf der Baustelle nach Bedarf abgelängt und mit Flansch versehen. Auch sämtliche ungewöhnlichen Formstücke wurden auf der Baustelle autogen zusammengeschweißt. Im übrigen waren die Formstücke normale Gußstücke. Auf den Anschluß-T-Stücken für die Brunnen waren in gewissen Abständen halbzöllige, später dreiviertelzöllige Entlüftungshähne angebracht. Durch sorgfältige Unterklotzung der Leitungen und ständige sorgfältige Ueberwachung wurde eine praktisch völlige Dichtigkeit erreicht. Der Luftgehalt im Wasser betrug daher an der Ausmündungsstelle der Sammelleitung in die Meßrinne nur 0,02 v H des Wassers. Eine chemische Untersuchung der aufgefangenen Gase ergab, daß es sich um atmosphärische Luft mit erhöhtem Kohlensäuregehalt handelte. Dieser Ueberschuß an Kohlensäure wird wahrscheinlich in dem unter Druck stehenden Grundwasser gelöst gewesen und beim Uebertritt des Wassers in das hohe Vakuum frei geworden sein. Das gilt vermutlich auch für einen Teil der atmosphärischen Luft. Von dem an sich schon äußerst geringen Luftgehalt im Wasser ist also nachweislich nur ein Teil auf Undichtigkeiten der Leitungen zurückzuführen.

Die Anordnung der Schieber in der Saugeleitung muß so getroffen sein, daß jede Pumpe mit jeder zugehörigen Brunnengruppe unabhängig von der benachbarten laufen kann. Die Betriebssicherheit der Anlage wächst mit der Anzahl der Schieber. Im vorliegenden Fall wurde hinter etwa jedem fünften bis sechsten Brunnen ein Schieber eingebaut. Da die Schieber im allgemeinen nicht luftdicht schlossen, mußten sie an sämtlichen Rohrstutzen und sonstigen toten Rohrsträngen luftseitig außen mit einem Blindflansch abgedichtet werden.

Der Anschluß der Brunnen an die wagerecht liegenden Anschlußstutzen der Saugeleitungen geschah mittels Krümmer, so daß die Saugeleitung nicht senkrecht über den Brunnen, sondern seitlich davon lag. Die sonst manchmal übliche Anschlußart nur mit senkrecht nach unten zeigenden Anschlußstutzen ohne Krümmer, wobei die Brunnen senkrecht unter der Leitung liegen und zu ihrer Unterstützung dienen, hat den Nachteil, daß die Brunnen schwer zugänglich sind und eine Auswechslung im Betriebe unmöglich ist. Für die vorliegenden Verhältnisse, wo die Brunnen fast sämtlich erneuert werden mußten, würde dies ein sehr schwerwiegender Nachteil gewesen sein.

Der Saugering — 8,80 wurde in der Nähe der Pumpen mit dem Saugering der oberen Staffel auf — 5,00 verbunden. Diese Verbindungsleitungen ermöglichen es, die Pumpen der oberen Staffel als Reserve für die untere zu benutzen, umgekehrt aber auch, aus den Brunnen des oberen Ringes mit den Pumpen des unteren Ringes zu hebern. Auch zu diesem letzteren Zweck sind die Verbindungsleitungen, wenn auch nur im Ausnahmefall, mit Erfolg benutzt worden. Im Winter dienten sie zum Durchspülen der oberen, außer Betrieb befindlichen Staffel zum Schutz gegen Einfrieren.

Wo Rohrleitungen das Mauerwerk kreuzten und eine Umlegung nicht möglich war, insbesondere bei der Kreuzung der Saugeringe auf — 8,80 mit der Mittelmauer und den Kammerwänden, wurden Aussparungen im Beton vorgesehen und diese nach Außerbetriebsetzung und Ausbau der Rohre nachträglich ausbetoniert.

IV. Druckleitung.

Die Druckleitung war 350 mm weit. Im übrigen gilt für sie sinngemäß das vorstehend über die Saugeleitung Gesagte.

V. Sammelleitung.

Die Sammelleitungen bestanden aus 500 mm weiten und 3 mm starken, autogen geschweißten Rohren mit festem Winkelbordring. Um den Verkehr auf der Baustelle nicht zu stören, waren sie bündig mit dem Erdboden in diesen eingelassen. An ihren Ausmündungen in die Weser und den Fischereihafen waren zur Feststellung der geförderten Wassermengen Meßrinnen aufgestellt. Es waren anfangs drei, später zwei derartige Sammelleitungen vorhanden, an die alle Pumpen angeschlossen waren. Versuche, die Leitungen zwecks Stromersparnis heberartig auszubilden, scheiterten an den örtlichen Verhältnissen (Zerstörung bzw. Undichtwerden der im Hochwassergebiet liegenden Mündungsstrecken).

VI. Pumpen.

Die Pumpen waren durchweg Kreiselpumpen der Firma Amag-Hilpert in Nürnberg mit 300 mm weiten Sauge- und Druckstutzen und 10 bis 12 cbm (nach den Ergebnissen des Prüfungsstandes) minutlicher Fördermenge bei 7 m manometrischer Saugehöhe und 12 bis 17 m manometrischer Druckhöhe. Der Antrieb erfolgte durch Elektromotoren von 50 kVA Dauerleistung. Nur die oberen Reservepumpen besaßen Riemenantrieb mit 4 m höher stehendem Motor. Sämtliche anderen Pumpen waren unmittelbar mit dem Motor gekuppelt und mit ihm auf einer gemeinsamen Ankerplatte montiert. Durch diese Anordnung wurden die Unsicher-

heiten und Kraftverluste des Riemenantriebes vermieden und der Platzbedarf und damit der Bodenaushub für die Herstellung der Pumpenplattformen auf ein Mindestmaß beschränkt. Der Platzbedarf für einen einfachen Pumpensatz betrug 3×4 m und der für einen doppelten Satz — Betriebs- und Reservepumpe in einem Haus vereinigt — 3×6 m. Ueber jedem Pumpenhaus war ein Dreibock mit einem Kettenflaschenzug aufgestellt, um bei Betriebsstörungen die Motoren schnell von der Ankerplatte lösen und durch das abnehmbare Dach des Pumpenhauses hochnehmen zu können. Für eine beschleunigte Inbetriebsetzung neuer Pumpensätze wäre es vorteilhaft gewesen, wenn nicht nur das Dach, sondern auch die Wände der Pumpenhäuser zerlegbar gewesen wären.

In der Druckleitung hinter der Pumpe und in jedem Zweig der Saugeleitung vor der Pumpe war je ein Schieber angeordnet, so daß zu einem einfachen Satz drei Stück und zum doppelten Satz fünf Stück Schieber gehörten. Hinter jeder Pumpe war außerdem eine Rückschlagklappe, bei den Betriebspumpen mit Gegengewicht, angeordnet. Sie wurde durch eine 100 m weite, zum Auffüllen dienende Leitung mit Schieber umführt.

Die Pumpensätze haben sehr zuverlässig gearbeitet. Längere Störungen durch Versagen einer Pumpe sind nicht eingetreten. Im allgemeinen waren für die ganze Baustelle nur zwei Pumpen im Betrieb (Abb. 17). Um das Grundwasser nicht unnötig tief abzusenken und um an Strom zu sparen, ließ man die Pumpen zeitweise mit unterbrochenem Betrieb arbeiten, und zwar ließ man sie abwechselnd eine halbe Stunde laufen und dann eine Viertelstunde abstellen (Abb. 6), so daß das Wasser abwechselnd abgesaugt wurde und stieg. Dadurch konnte bis zu 25 v H Strom erspart werden. Wegen Bedenken für das Bauwerk (Auflockerung des Untergrundes durch das abwechselnde Fallen und Steigen des Grundwassers) wurde von diesem Verfahren jedoch bald Abstand genommen. Es hätte ohnehin auch nicht mehr lange durchgeführt werden können, da die Absenkungstiefe mit zunehmendem Alter der Anlage infolge Verstopfung der Brunnen (sieh weiter unten) abnahm. Versuche, Stromersparnisse durch Drosselung der Druckschieber an den Pumpen zu erzielen, führten zu keinem Ergebnis.

Die Gesamtanlage bestand während der Hauptbetriebszeit aus 167 Stück Brunnen, rd. 1500 m Saugeleitung, rd. 750 m Druckleitung und rd. 350 m Sammelleitung und 14 Stück Pumpensätzen (einschl. aller Reservepumpen).

VII. Elektrische Stromversorgung.

Die elektrische Kraft für den Betrieb der Anlage wurde als Drehstrom von 6000 Volt Spannung aus dem Leitungsnetz der drei miteinander gekuppelten Ueberlandzentralen Wiesmoor, Harburg und Bremen entnommen. Die Umschaltung erfolgte in der 4 km von der Baustelle entfernten Schaltstelle Wulsdorf. Von der Schaltstelle aus wurde der Strom mittels zweier Kabel (davon das eine als Reserve) einer Wandleranlage zugeführt, wo er auf Drehstrom von 380/220 Volt umgewandelt wurde. Die Anlage hat während der gesamten Bauausführung auch sämtliche Unternehmer der Bauverwaltung mit Kraft und Lichtstrom versorgt. Es waren anfangs drei Wandler von je 225 kVA aufgestellt. Nachdem sich herausgestellt hatte, daß die anfänglichen überschläglichen Ermittlungen des Grundwasserandranges zu hoch gegriffen waren, und die Wandler daher reichlich stark bemessen waren, wurde ihre Anzahl auf zwei herabgemindert. Als Reserveanlage dienten eine liegende Körtingsche Dieselmaschine von 125 PS mit unmittelbar gekuppeltem Drehstromgenerator von 110 kW und zwei ebenfalls alte Wolfsche Heißdampflokomobilen von 80 und 50 PS, davon die erstere mit Kondensation, die bereits mehrfach anderswo in Eigenbetrieb der preußischen Bauverwaltung verwendet worden waren. Die Lokomobilen arbeiteten mittels Zwischenschaltung einer Uhlhornschen Kupplung mit Sperrklinken auf einen Drehstromgenerator von 100 kW. Diese Sperrklinkenkupplung ermöglichte es, beide Lokomobilen gleichzeitig oder nach Belieben eine der beiden Lokomobilen in Betrieb zu nehmen. Die Reserveanlage hat, abgesehen von einer Reihe von anfänglichen Störungen, die auf das Alter der Dieselmaschine zurückzuführen waren, zuverlässig gearbeitet. Die Dieselanlage bleibt an Ort und Stelle in ihrer bisherigen Form als Reserveanlage für den Betrieb der Schleuse bestehen. Ebenso wird die Einrichtung der Wandleranlage für die Schleuse wieder verwandt werden. Als für den Betrieb störend machte sich die örtliche Trennung von Wandler- und Reserveanlage bemerkbar. Diese war aber infolge örtlicher Verhältnisse unvermeidlich.

Die Stromzuführung von der Wandleranlage ab erfolgte mittels doppelter Ringhochleitung und von der Reserveanlage zur Ringleitung mittels doppelter Hochleitung an gemeinsamen Masten (Abb. 1). Ein besonderer Schaltturm in der doppelten Ringleitung ermöglichte es, mit der Hauptkraftquelle und der Reserveanlage einzeln oder mit beiden zusammen auf jeden Ring zu arbeiten. Die Ringleitungen waren an drei Stellen mittels Trennschalter in einzelne Strecken trennbar. Sie waren durch Ueberstrom- und Spannungsrückgangautomaten in der Wandleranlage geschützt. Die Leitungsquerschnitte waren sehr reichlich bemessen. Dies stellte sich beim Betrieb der Anlage als wesentlicher Vorteil dar, da die Motoren dazu neigten, bei Spannungsabfall heiß zu werden.

Es wurden verschiedentlich Störungen in den Ringleitungen durch Ankertrossen der Gießtürme, Montagekräne usw. verursacht. Länger andauernde, gefährliche Störungen sind jedoch nicht eingetreten.

Zur Ermöglichung einer guten Verständigung zwischen den Pumpenstellen und der Kraftquelle waren Wandler- und Reserveanlagen mit jeder Betriebspumpe durch Fernsprecher verbunden.

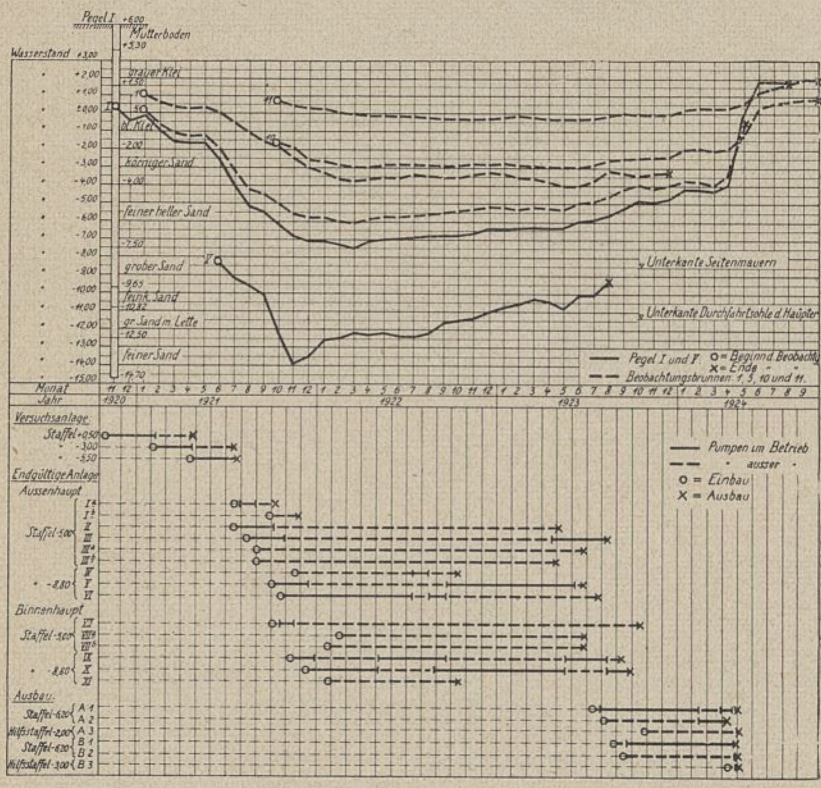


Abb. 17. Grundwasserstände an Pegel I und V und Beob. Br. 1, 5, 10 und 11, sowie Betriebsplan der Pumpen.

c) Abbau.

Die Grundwassersenkungsanlage hatte auf den Baugrubenböschungen verlegt werden müssen; bei der Hinterführung der Schleuse war sie an vielen Stellen hinderlich. Sämtliche hinter dem Mauerwerk liegenden Teile wurden daher entsprechend dem Fortschreiten der Hinterfüllung allmählich ausgebaut.

Auch innerhalb der Schleuse mußte mit dem Fortschreiten der Bauarbeiten ein Umbau der Anlage stattfinden. Die Staffel — 8,80 im Außen- und Binnenhaupt lag unter der späteren Pflastersohle (— 6,40) der Schleusenkammern und der Vorböden. Gegen Ende der Betonierungsarbeiten, als sämtliches tiefer liegendes Mauerwerk bereits fertiggestellt war, wurden daher die auf — 5,00 und auf — 8,80 liegenden Staffeln, soweit erforderlich, auf — 6,20 umgelegt und die überflüssigen Teile ausgebaut (sieh Abb. 11). Zur Erhöhung der Betriebssicherheit wurden die beiden Häupter durch eine in der großen Kammer auf der Sohle verlegte Saugeleitung verbunden. Zum Betrieb der Anlage dienten zum Schluß in jedem Haupt eine Betriebs- und eine Reservepumpe auf — 6,20 und eine weitere gemeinsame Reservepumpe im Außenvorboden auf — 2,00, insgesamt also fünf Pumpen. Die vier Pumpen auf — 6,20 wurden in den Notanschlägen der Häupter aufgestellt. Da sie hier in den tiefsten Punkten der Baugrube und daher bei Betriebsstörungen sehr gefährdet standen, wurden aus Sicherheitsgründen die beiden Betriebspumpen mit je einer 2 m hohen Klinkermauer umgeben.

Beim Ausbau von Grundwassersenkungsanlagen ist es im allgemeinen üblich, den Rückbau im umgekehrten Sinne wie beim Einbau von Staffel zu Staffel bis über den ursprünglichen Grundwasserspiegel hinaus vorzunehmen. Die verhältnismäßig günstigen Geestemünder Grundwasserverhältnisse ermöglichten es, statt dieses allmählichen, staffelweisen Hochkletterns einen plötzlichen Ausbau in der Tiefe auf der Baugrubensohle vorzunehmen. Statt der verschiedenen kostspieligen oberen Staffeln wurde im Außen- und Binnenvorboden mit einfachsten Mitteln nur je eine Hilfsstaffel auf — 2,00 bzw. — 3,00 eingebaut. Diese diente nicht dazu, das Wasser längere Zeit zu halten, sondern

sie sollte nur während und nach dem Ausbau der Staffeln auf —6,20 das Ansteigen des Grundwassers verzögern, um den ordnungsgemäßen Ausbau des Grundwassersenkungsgerätes zu sichern und das Schleusenbauwerk vor Beschädigung zu bewahren. Sie bestand aus je einer Pumpe und sechs Brunnen. Als Brunnen wurden in der Hauptsache die in den Vorböden bereits vorhandenen hochgeschlossen.

Beim Beginn des Ausbaues waren auf —6,20 noch 30 Stück Brunnen, 700 m Saugeleitung, 300 m Druckleitung und zwei Pumpen mit Entlüftungsanlage (sieh weiter unten) vorhanden. Da es beim Ziehen der Brunnen wegen des unteren Verschlußpfropfens nicht möglich ist, sie einwandfrei zu verfüllen und daher jeder Brunnen ein gewisses Setzen des fertigen Sohlenpflasters verursacht haben würde, wurde auf die Beseitigung dieser restlichen Brunnen verzichtet. Im übrigen wurde sämtliches eingebaute Gerät wiedergewonnen. Mit insgesamt 180 Mann in zwei Schichten und mit Hilfe eines elektrischen Derrickkranes zum Hochwinden der Geräte erfolgte der Ausbau und die Beseitigung der Anlage in zwölf Stunden. Es waren nunmehr nur noch die hochgelegenen Hilfsstaffeln im Außen- und Binnenvorboden vorhanden. Diese wurden in den folgenden Tagen ausgebaut.

Unmittelbar nach erfolgtem Ausbau der Staffeln auf — 6,20 wurde mit dem Füllen der Schleuse von oben her begonnen, um einen Gegendruck gegen das ansteigende Grundwasser zu schaffen. Zu dem Zweck waren die oberen Hilfspumpen so eingerichtet, daß sie vor und während des Ausbaues der Staffeln —6,20 wie üblich in die Sammelleitungen, nach erfolgtem Umbau aber von oben aus dem Fischereihafen auf die Schleusensohle pumpen konnten. Zur weiteren Beschleunigung der Schleusenfüllung waren beide Sammelleitungen zum Hebern aus dem Fischereihafen eingerichtet. An ihren Scheitelpunkten waren Windkessel mit Entlüftungspumpen eingebaut.

Das Wasser stieg in der Schleuse in je 24 Stunden um etwa 40 cm und stand nach 14 Tagen auf ±0. Unter Berücksichtigung der Anfüllung des Grundwasserbeckens und des Ansteigens des Grundwasserspiegels muß gefolgert werden, daß die tatsächliche Ergiebigkeit der Heber sehr erheblich hinter der rechnungsmäßigen zurückblieb, trotzdem mit Hilfe der Entlüftungspumpen ein Abreißen vermieden wurde. Ein Hauptgrund wird in der 300 m betragenden großen Länge der Heber zu sehen sein.

Bereits vor Außerbetriebsetzung der Anlage war mit der Ausbaggerung des Außenvorbodens begonnen worden. Um im Augenblick der Durchbaggerung einen plötzlichen Wassereinbruch in die Schleuse von der Weser her und damit eine Verschlammung der Schleuse zu vermeiden, erschien es erwünscht, daß die Wasserspiegel sich bereits vor der Durchbaggerung ausgespiegelt hatten. Da zu befürchten stand, daß das Ziel bei dem langsamen Steigen des Wassers in der Schleuse nicht rechtzeitig erreicht würde, wurde am Binnenvorboden ein 75 cm weiter Rohrdurchlaß im Fangedamm eingebaut, dessen Sohle auf + 1,20 m G.P. (N.W. = + 0,19, H.W. = + 3,49) lag. Mit Hilfe dieses Durchlasses stieg das Wasser in der Schleuse in einer Tide um rd. 1 m.

Die Anlage hat vom 12. Juni 1921 bis zum 2. Mai 1924, also rd. 1000 Tage, ohne größere Störung ununterbrochen gelaufen. Um bei etwaigen Streiks der Bedienungsmannschaften die Anlage trotzdem weiter betreiben zu können, wurde aus Beamten, Angestellten und Arbeitern der Bauverwaltung eine technische Nothilfe gebildet. Diese hat indessen nicht in Tätigkeit zu treten brauchen. Ausführung, Vorhaltung und Betrieb erfolgte nach dem Entwurf und den Vorschriften der Bauverwaltung durch die Siemens-Bauunion in Berlin. Nur die Beschaffung der Sammelrohre und die Lieferung der elektrischen Kraft hatte sich die Bauverwaltung vorbehalten.

d) Kosten.

Ueber die Kosten für die Grundwassersenkung lassen sich leider keine einwandfreien Angaben machen, da die Ausführung zum größten Teil in die Zeit der Geldentwertung fällt. Der Stromverbrauch betrug, an den Pumpen gemessen, rd. 2 175 000 kW Std. (= rd. 2175 kW Std./Tag).

e) Wirkungsgrad.

Nach überschläglicher Schätzung betrug das Verhältnis der Gesamtkosten zu den Stromkosten etwa 3 : 2. Daraus ergibt sich ohne weiteres die überragende Bedeutung des Wirkungsgrades einer Grundwassersenkungsanlage. Der Wirkungsgrad der Pumpen ohne Motor betrug im Betriebe 0,63 (vergl. weiter unten); er ist, soweit bekannt, in Deutschland bei Grundwassersenkungen bisher nicht übertroffen worden. In Schweden sind beim Bau der Schleuse in Södertälje allerdings Werte bis 0,78 erzielt worden. Es ist dabei aber zu beachten, daß dort sehr grobkörniger Untergrund mit ungewöhnlich großem Wasserandrang vorhanden war, für den die in Geestemünde verwandten Pumpen voraussichtlich einen ebenso hohen Wirkungsgrad gehabt haben würden. Die hier angestellten Beobachtungen haben aber gezeigt, daß auch für feinkörnigeren Untergrund der Wirkungsgrad sich in Zukunft noch wird heben lassen. Wird als Beispiel einmal angenommen, daß die Verbesserung des Wirkungsgrades 10 v H beträgt — und das dürfte noch unter der Grenze des Erreichbaren sein —, so ließen sich bei ähnlichen Verhältnissen, wie in Geestemünde, damit $0{,}10 \times 2\,175\,000 = 217\,500$ kWstd Stromersparnisse erzielen. Das bedeutet bei einem Preise von 0,18 RM je kWstd (einschließlich Abschreibung und Betrieb der Wandler- und Ersatzanlage und Stromverluste bis zur Pumpe) eine Ersparnis von rd. 40 000 RM. Bei zukünftigen Ausführungen im Unternehmerbetrieb wird es daher unbedingtes Erfordernis sein, durch eine geeignete Vertragsform einen höchstmöglichen Wirkungsgrad zu erzwingen. Dies kann etwa in der Form geschehen, daß ein Normalwirkungsgrad der Pumpen vorgeschrieben wird und der Unternehmer bei einem Mehr- oder Minderaufwand an Strom infolge schlechteren oder besseren Wirkungsgrades an den Kosten beteiligt wird.

Bei der Geestemünder Anlage waren zur Erzielung eines günstigen Wirkungsgrades folgende Maßnahmen ergriffen worden:

1. Brunnen:

Sämtliche Brunnen wurden mit Kiesfilter versehen, um die Widerstandshöhe im Filter beim Einströmen des Wassers in den Brunnen auf ein Mindestmaß zu beschränken.

Um die Reibungswiderstände im Einhängerohr zu verringern, wurde ein Teil der Brunnen in der weiter oben beschriebenen Form als Patentbrunnen ausgebildet.

2. Rohrleitungen:

Sämtliche Rohrleitungen erhielten einen möglichst großen Durchmesser, und zwar die Saugeleitung 30 cm, die Druckleitung 35 cm und die Sammelleitung 50 cm.

Die Rohre, insbesondere die Saugerohre, wurden in möglichst glatter Linienführung verlegt. Unnötige Knicke wurden vermieden, die erforderlichen mit möglichst großem Halbmesser versehen. Nachdem durch Aufsetzen eines Vakuummeters auf die Saugeleitung vor und hinter einem normalen T-Stück mit kleiner Ausrundung an

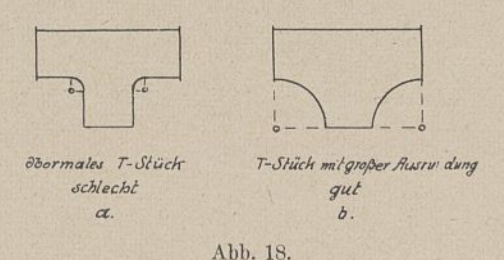


Abb. 18.

diesem ein Saugehöhenverlust von 10 cm festgestellt worden war, wurden an den wichtigeren Stellen nur noch T-Stücke mit großer Ausrundung (sieh Abb. 18 b) eingebaut.

3. Pumpen:

Von ausschlaggebender Bedeutung für den Wirkungsgrad der Anlage sind die Pumpen. Abgesehen von den oberen Reservepumpen, die während der gesamten Bauausführung nicht in Betrieb genommen zu werden brauchten, wurden nur neue Amag-Hilpert-Kreiselpumpen eingebaut, die nach den Angaben der Fabrik bei den in Geestemünde vorliegenden Sauge- und Druckhöhenverhältnissen (man. Saugehöhe = 7 m) in der Staffel —5,00 einen Wirkungsgrad von 0,76 und auf —8,80 einen solchen von 0,81 haben sollten. Versuchsmessungen der Bauverwaltung ergaben aber, daß der tatsächliche Wirkungsgrad der Pumpen auf —8,80 beim Betriebe der Anlage nicht 0,81, sondern nur 0,63 betrug. Auf Seite 108 ist ein Auszug einer derartigen Messung und ihre Auswertung wiedergegeben.

Die aufgewandte Arbeit ist durch Ablesen an den beiden im Pumpenhaus nebeneinander geschalteten Zählern unmittelbar festgestellt.

Zur Feststellung der geleisteten Arbeit mußten die gesamte manometrische Förderhöhe (manometrische Saugehöhe + manometrische Druckhöhe, beide an der Pumpe gemessen) und die geförderte Wassermenge gemessen werden. Die Messung der Sauge- und Druckhöhe geschah mit Hilfe je eines an der Pumpe angebrachten Vakuum- und Manometers. Das gewöhnliche Betriebsvakuummeter zeigte infolge Ueberanstrengung durch das stoßweise Arbeiten der Pumpen und durch die Erschütterungen, denen es ausgesetzt war, durchweg nach kurzer Zeit sehr ungenau an. Es wurde daher bei den Versuchen durch ein geeichtes Vakuummeter ersetzt. Zum Schutz gegen Beschädigung und zur Ermöglichung genauer Ablesungen wurde es, wie in Abb. 19 skizziert, auf einer Gabel angeordnet und scharf gedrosselt.

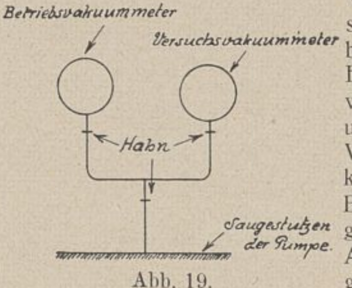


Abb. 19.

Liste 5.
Messung des Wirkungsgrades der Pumpe V am 8. Mai 1922.

Zeit	Zähler links kW	Zähler rechts kW	Volt	Ampère	Manometer m	Vakuummeter cm	Ueberfallhöhe Meßrinne cm
10^{20}	721	208	400	87	15,2	7,30	27,0
						7,45	27,4
						7,45	27,4
						7,40	27,2
10^{21}					15,3	7,45	27,2
						7,40	27,3
						7,25	27,0
						7,35	27,1
10^{22}					15,2	7,40	27,3
						7,30	27,2
						7,35	27,0
						7,50	27,3
10^{23}					15,2	7,35	27,2
						7,45	27,4
						7,45	27,2
						7,50	27,3
10^{24}					15,2	7,50	27,4
						7,45	27,3
						7,35	27,3
						7,30	27,2
10^{25}	723,5	210,5	401	89	15,2	7,40	27,2
						7,30	27,0
						7,35	27,0
						7,50	27,2
				usw.			
10^{46}					15,2	7,35	27,2
						7,40	27,3
						7,50	27,0
						7,45	27,1
10^{47}					15,2	7,40	27,3
						7,45	27,1
						7,60	27,1
						7,10	27,2
10^{48}					15,2	7,40	27,3
						7,35	27,0
						7,40	27,0
						7,10	27,0
10^{49}					15,2	7,35	27,0
						7,40	27,9
						7,20	27,0
						7,40	27,1
10^{50}	734,8	221,5	400	89	15,2	7,20	27,0
						7,40	27,1
						7,45	27,1
						7,40	27,1
Σ der Ablesungen			2803	621	471,3	885,45	3369,0
Anzahl „ „			7	7	31	120	120
Mittel der Ablesungen			400,4	88,71	15,2	7,38	27,1

Auswertung:

Förderhöhe $= h$.

Mittlere Druckhöhe	=	15,20 m
Mittlere Saugehöhe	=	7,38 m
Höhenunterschied der Instrumentenachsen	=	0,11 m
Instrumentenfehler	=	0,15 m
Gesamtförderhöhe	=	22,84 m

Stromverbrauch:

Zähler links 734,8 — 721	=	13,8 kW Std.
Zähler rechts 221,5 — 208	=	13,5 kW Std.
Zusammen in 30 Minuten	=	27,3 kW Std.
in 1 Stunde	=	54,6 kW Std.
	=	74,2 PS
Aufgewandte Arbeit	=	74,2 PS

Wassermenge: Q.

27,17 cm Ueberfallhöhe . . . . = 139,2 l/sec

Geleistete Arbeit:

$$\frac{Q\ h}{75} = \frac{139{,}2 \cdot 22{,}84}{75} = 42{,}4 \text{ PS.}$$

$$\eta_{P+M} = \frac{\text{Geleistete Arbeit}}{\text{Aufgewandte Arbeit}}$$

$$= \text{Wirkungsgrad der Pumpe} + \text{Motor} = \frac{42{,}4}{74{,}2} = 0{,}571$$

$$\text{Wirkungsgrad der Pumpe ohne Motor} = \frac{0{,}571}{0{,}91^{*)}} = \mathbf{0{,}627}.$$

*) Ueber den Wirkungsgrad der Motoren wurden keine Untersuchungen angestellt. Er kann mit genügender Genauigkeit zu 0,91 angenommen werden.

Die Nacheichung der Versuchsvakuummeter wurde mit Hilfe eines besonderen, nur zu diesem Zwecke gebrauchten geeichten Vakuummeters von der Bauverwaltung vorgenommen. Die vorerwähnte Gabel wurde dazu an einem Punkte der Saugeleitung mit möglichst geringen Vakuumschwankungen (in der Ringleitung gegenüber der Betriebspumpe) aufgesetzt. Der Unterschied in der Ablesung zwischen beiden Instrumenten ergab dann ohne weiteres den Anzeigefehler des zu prüfenden Instrumentes.

Um den Fehler der Manometer festzustellen, brauchte nur die betreffende Pumpe stillgelegt und die Ablesung am Instrument mit der bekannten Druckhöhe der auf dem Manometer ruhenden Wassersäule (von der Manometerachse bis zum Scheitel der Sammelleitung) verglichen zu werden.

Die geförderte Wassermenge wurde mit Hilfe einer hölzernen Meßrinne mit freiem Ueberfall festgestellt. Nach mehrfachen Verbesserungen hat sich die in Abb. 20 dargestellte Anordnung als zweckmäßig erwiesen.

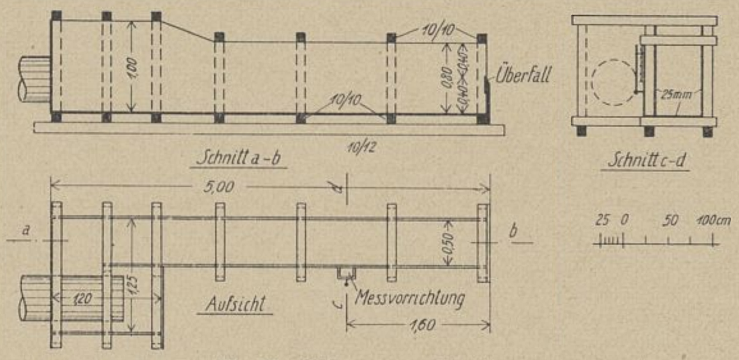


Abb. 20. Skizze einer Meßrinne.

Es wird auf folgende drei Punkte besonders hingewiesen:

1. Der Wasserstrahl muß an der Ueberfallkante gut gelüftet werden. Deshalb ist diese an das Ende der Rinne gerückt.
2. Der Ueberfall darf nicht in der Verlängerung der Ausmündung des Sammelrohres liegen, da in diesem Falle das Wasser infolge der unvernichteten Eintrittsgeschwindigkeit beschleunigt über das Wehr fließen und eine zu geringe Ueberfallhöhe gemessen werden würde. Da, zur Anbringung eines nach unten zeigenden Krümmers nicht die genügende Bauhöhe zur Verfügung stand, wurde die Rohrmündung in einen seitlichen Anbau der Meßrinne gelegt. Beim Uebertritt von diesem Anbau in die Meßrinne wurden die Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers durch den plötzlichen Richtungswechsel vernichtet und Wirbelbildungen beseitigt.
3. Um trotz der unvermeidlichen Wasserstandsschwankungen in der Meßrinne genaue Ablesungen der Ueberfallhöhe zu erhalten, war ein kleines seitliches Beruhigungsbecken angebracht, das mit der Meßrinne nur mit einem 5 mm weiten Loch zum Ausspiegeln verbunden war. Die Ablesung erfolgte mittels eines Wasserstandsglases und einer Skala, die außen am Beruhigungsbecken angebracht waren.

Die Ermittlungen der Wassermengen aus der Ueberfallhöhe erfolgte mit Hilfe einer Schaulinie. Diese ist unter Zugrundelegung der Bazinschen Formel ermittelt (Försters Taschenbuch von 1920, Seite 1111):

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2 g h} \left[1 + 0{,}55 \left(\frac{h}{h + w} \right)^2 \right]$$

$$\mu = 0{,}615 + \frac{0{,}0021}{h} \text{ (Strahl gelüftet).}$$

Soll nicht der Wirkungsgrad der Pumpe, sondern der gesamten Anlage festgestellt werden, so ist bei Ermittlung der geleisteten Arbeit nicht, wie in dem weiter oben wiedergegebenen Versuch, die manometrische, sondern die geometrische Gesamtförderhöhe festzustellen. Es sei hier unter dem Wirkungsgrad der Anlage der Wert verstanden, der sich ergibt, wenn vom Wasserstand mitten in der Baugrube im Schwerpunkt der Brunnen (nicht dem Wasserstand in den Brunnen) ausgegangen wird. Es ist demnach die geometrische Höhe von Wasserspiegel Mitte Baugrube bis zur Scheitelachse der Sammelleitung zu messen, letzteres unter der Voraussetzung, daß keine heberartige Ausmündung der Sammelleitung vorhanden ist. Ein Vergleich der geometrischen und manometrischen Förderhöhe lehrt folgendes:

Geometr. Förderhöhe = manometr. Förderhöhe $-a-b-c-d$

a = Wölbung des Wasserspiegels von Baugrubenmitte bis Brunnenachse;
b = Widerstandshöhe im Brunnenfilter;
c = Reibungsverlust in der Saugeleitung;
d = Reibungsverlust in der Druckleitung.

Auf die Werte zu a und b ist weiter unten näher eingegangen. Der Reibungsverlust in der Saugeleitung wurde zu etwa 0,5 m und

der Reibungsverlust in der Druckleitung zu etwa 2,0 m ermittelt. Der Gesamtwirkungsgrad der Anlage bei einem Wirkungsgrad der Pumpe (ohne Motor) von 0,63 betrug 0,50.

Von beiden Werten kann gesagt werden, daß sie etwa den Annahmen entsprechen, die man bisher bei der Berechnung derartiger Anlagen zu machen pflegte. Leider können sie mit den Ergebnissen früherer Anlagen der Preußischen Bauverwaltung nicht verglichen werden, da darüber trotz ihrer Wichtigkeit keine näheren Angaben vorliegen. Es liegt jedoch kein Grund zu der Annahme vor, daß dort höhere Wirkungsgrade erzielt wurden. Unbefriedigend ist aber die Tatsache, daß die Pumpen auf dem Prüffelde der Fabrik einen Wirkungsgrad von 0,81 zeigten und im Baubetriebe nur 0,63 aufwiesen, also einen um 22 v H geringeren Wirkungsgrad. Daß die Erreichung höherer Wirkungsgrade der Grundwasserpumpen möglich ist, beweisen die weiter oben angegebenen Ergebnisse zu Södertälje. Die Ergebnisse der mit behelfsmäßigen Mitteln ausgeführten Messungen der Bauverwaltung wurden zunächst von der Unternehmerin als ungenau angezweifelt, aber dann durch einen Pumpensachverständigen mit Feinmeßinstrumenten nachgeprüft und vollauf bestätigt.

Ein weiterer Einwand der Unternehmerin war, daß der Wirkungsgrad der Pumpe durch erhebliche mitgeförderte Luftmengen nachteilig beeinflußt würde. Demgegenüber konnte von der Bauverwaltung, wie weiter oben (sieh Abschnitt III, Saugeleitungen) bereits ausgeführt wurde, festgestellt werden, daß der Luftgehalt nur 0,02 v H der Wassermenge betrug. Er war demnach so gering, daß eine geeignete Pumpe nicht wesentlich dadurch beeinflußt werden konnte.

Da auch die Sauge- und Druckverhältnisse den Verhältnissen des Prüfstandes entsprachen und daher örtliche Betriebsverhältnisse nicht die Ursache des verringerten Wirkungsgrades sein konnten, mußte der Grund in der Bauart der Pumpe gesucht werden, die sie für Grundwassersenkungszwecke wenig geeignet macht.

Das Besondere einer Grundwassersenkungspumpe ist darin zu sehen, daß sie aus einem sehr kleinen Wasserbecken saugt. Als Wasserbecken ist die Gesamtheit der von ihr betriebenen Brunnen anzusehen, deren Wasserinhalt z. B. bei 50 Brunnen nur rd. 1 cbm je 1 m Wassertiefe beträgt. In einem derartig kleinen Becken werden bei ungleichmäßigem Arbeiten der Pumpe leicht große Schwankungen entstehen, während bei einer aus dem offenen Becken saugenden Pumpe der Wasserstand stets derselbe bleibt. Eine aus einer Grundwassersenkungsanlage saugende Pumpe ist daher anderen Betriebsverhältnissen unterworfen, als eine aus dem offenen Becken saugende, und muß in ihrer Bauart diesen besonderen Verhältnissen angepaßt sein.

Die in Geestemünde verwandten Pumpen besaßen eine „steile Charakteristik", d. h. die Q/h-Linie stieg steil an und näherte sich sehr stark der Geraden ($Q \cdot h = \text{Const.}$). Aendert sich bei einer solchen Pumpe aus irgendeinem Grunde die geförderte Wassermenge, so ändert sich in demselben Verhältnis auch ihre Förderhöhe. Die Folge davon ist, daß durch sie beim Betrieb einer Grundwassersenkung abwechselnd der Wasserstand im Brunnen tief abgesenkt wird, die geförderte Wassermenge dadurch abnimmt (der Wasserfaden gar ganz abreißt), dann das Wasser wieder steigt, durch die damit wachsende Fördermenge der Pumpe das Wasser wieder tiefer abgesenkt wird usw. Es entsteht dadurch ein stoßweises Arbeiten der Pumpe und damit eine Verringerung des Wirkungsgrades. Aeußerlich war das stoßweise Arbeiten der Pumpen in Geestemünde an dem starken Schwanken des Volt- und Amperemeters sowie des Vakuum- und Manometers, durch starkes Schwanken der Ueberfallhöhe an den Meßrinnen und vor allem durch ein stoßartig auftretendes, heulendes Geräusch der Pumpen erkennbar (volkstümlicher Ausdruck: „Die Pumpen schreien nach Wasser"). Auf dem Versuchsstande tritt dies stoßweise Arbeiten nicht ein, weil die Pumpe aus einem großen offenen Becken saugt und das Pendeln des Wasserspiegels hier nicht möglich ist. Hier wird also die Pumpe mit gutem Wirkungsgrad laufen.

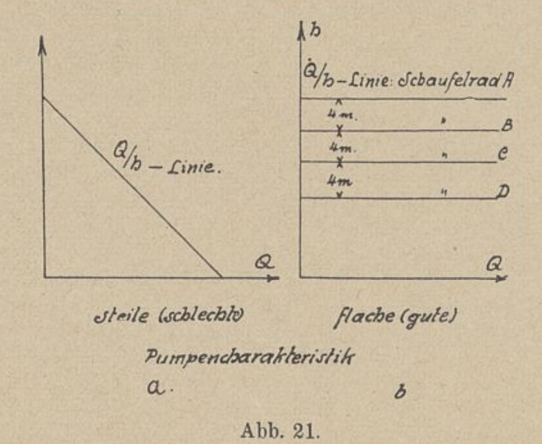


Abb. 21.

Die Pumpe mit steiler Charakteristik ist also im allgemeinen für Grundwassersenkungsanlagen weniger geeignet. An eine gute Grundwasserpumpe muß die Forderung gestellt werden, daß sie eine möglichst flache Charakteristik besitzt. Die Ideallinie für Q/h ist die wagerechte Gerade (sieh Abb. 21b). Eine derartige Pumpe arbeitet auch aus einer Brunnenanlage gleichmäßig und mit gutem Wirkungsgrad. Sie besitzt allerdings nur bei einer gewissen Förderhöhe einen günstigen Wirkungsgrad. Arbeitet sie nicht mit dieser Förderhöhe, so nimmt der Wirkungsgrad stark ab. Um dennoch in allen Staffeln günstige Wirkungsgrade zu erzielen, müssen (wie seinerzeit beim Bau der neuen Ostseeschleusen des Kaiser-Wilhelms-Kanals, siehe Zeitschrift für Bauwesen 1913, Seite 323) für einen Teil der Pumpen mehrere Satz Schaufelräder vorrätig gehalten werden, die in den verschiedenen Staffeln zum Einbau gelangen. Die Kosten für ein derartiges Ersatzschaufelrad aus Bronze betragen rd. 300 RM. Für Geestemünde hätte die Beschaffung von zwei Stück Schaufelrädern für die Staffel —5,00 im Außenhaupt im Preise von 600 RM genügt. Aber selbst, wenn bei Baubeginn aus Sicherheitsgründen erheblich weitergehende Beschaffungen gemacht worden wären, hätten die Kosten für die Schaufelräder gegenüber den möglichen Stromersparnissen keine Rolle gespielt (in Geestemünde bei Erhöhung des Wirkungsgrades um 10 bis 20 v H Ersparnisse an Stromkosten von etwa 40—80 000 RM).

Zur Erhöhung des Wirkungsgrades wurden bei den dauernd in Betrieb befindlichen Pumpen Entlüftungsanlagen eingebaut. Diese bestanden aus einem vor der Pumpe im Zuge der Stichleitung eingebauten Kessel, aus dem die abgeschiedene Luft mittels einer kleinen elektrischen Kreiselpumpe (rotierende Wasserring-Luftpumpe) abgesaugt wurde (Abb. 22, Lichtbild). Das stoßweise Arbeiten der Pumpen wurde durch die Entlüftungsanlagen gemildert. Der Wirkungsgrad wurde zu 0,67 statt früher 0,63 festgestellt, so daß auf eine gewisse Hebung des Wirkungsgrades geschlossen werden kann. Dieser Wert ist indessen nicht zuverlässig, da aus besonderen Gründen eine Wiederholung der Messung nicht möglich war.

Durch die Entlüftungsanlagen wird auch die Betriebssicherheit der Anlage erhöht. Während vor Einbau der Entlüftungsanlagen die häufigen Undichtigkeiten in den Rohrleitungen infolge Zerstörung der Saugeleitungen durch das Grundwasser vielfach Betriebsstörungen durch Abschlagen der Pumpen verursachten, konnte nach Einbau der Entlüftungsanlagen durch Absaugen der Luft die Pumpen so lange in Gang gehalten werden, bis der Schaden behoben war. Insbesondere aber ist die Entlüftungsanlage eine sehr geeignete Vorrichtung zum Ansaugen und Wiederauffüllen bei etwa leer gelaufenem Rohrnetz. Ihre Anordnung kann daher bei zukünftigen Anlagen nur empfohlen werden.

f) Zerstörungserscheinungen.

I. Rohrleitungen.

Wie eingangs näher ausgeführt wurde, ist das Wasser sehr schwefelsäurehaltig. Der Gehalt an SO_3 wurde vor Beginn der Grundwassersenkung zu 360,1 mg i. L. festgestellt. Während des Betriebes der Anlage entnommene Proben ergaben noch höhere Werte. Das bedeutet, daß je Pumpe in etwa einer halben Stunden nicht weniger als ein Ballon (= 50 l) konzentrierter Schwefelsäure gefördert wurde. Dieser hohe Säuregehalt wirkte stark zerstörend auf das Grundwassergerät ein. Die Druckleitungen wurden durch Ablagerungen von Eisen (Eisenhydroxyd) sehr bald durch einen etwa 1 cm dicken inneren Schutzbelag überzogen. Bei ihnen wurden daher trotz der etwa dreijährigen Betriebsdauer wesentliche Zerstörungserscheinungen nicht wahrgenommen. Dagegen waren die Saugeleitungen nach etwa eineinhalb Jahren an manchen Stellen durchgefressen, so daß sie undicht wurden. Die Rohre wurden im Betrieb Stück für Stück ausgewechselt und ausgebessert. Zum Schutz gegen weitere Zerstörungen erhielten sie einen inneren Anstrich von reinem Goudron, der mit der Lötlampe eingebrannt wurde. Dieser Schutzanstrich hat sich gut bewährt, so daß Neubeschaffungen von Rohren in größerem Umfange nicht erforderlich wurden.

II. Brunnen.

Mit den beiden Ringstaffeln auf —8,80 im Außen- und Binnenhaupt wurde in der ersten Zeit nach ihrer Fertigstellung gegen Ende 1921 bei einem Vakuum von rd. 7 m eine Absenkung in der Mitte des Außenhauptes bis — 14,20 erreicht. Die Absenkungstiefe ließ jedoch mit zunehmendem Alter der Brunnen infolge Verkrustung der Filtertresse (sieh weiter unten) allmählich nach. Gegen Ende 1922, nach etwa einjährigem Betriebe der Brunnen, war der Grundwasserspiegel in der Mitte des Außenhauptes auf rd. —11 zurückgegangen, trotz ständig steigenden Vakuums der Pumpen. An den Ecken und tieferen Stellen trat das Grundwasser durch die Baugrubensohle und Umfassungsspundwände in die Baugrube ein. Der Zustand verschlimmerte sich trotz der bereits im Gange befindlichen Gegen-

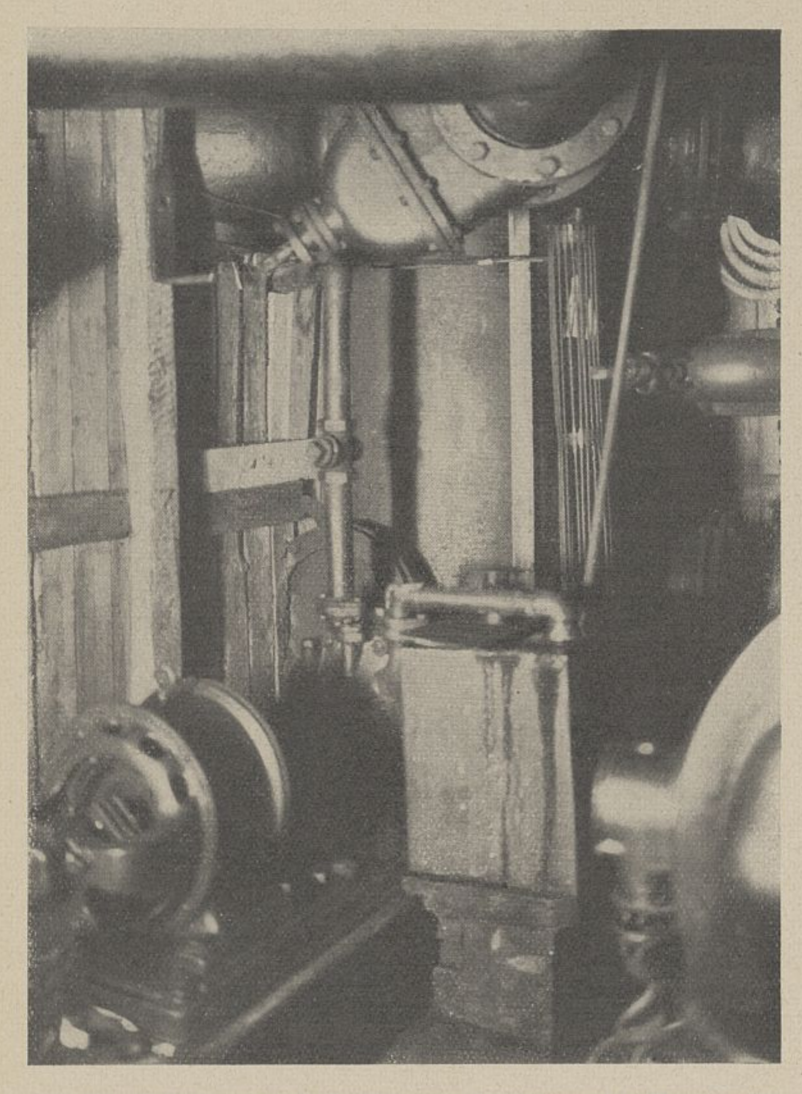


Abb. 22. Entlüftungsanlage. Rechts unten: Pumpenmotor. im Hintergrunde in Bildmitte zylindrischer Luftkessel zum Abschneiden der Luft; unten links: Rotierende Wasserringluftpumpe; oben links: Rückschlagklappe in der Holzwand und Umdruckleitung mit Schieber.

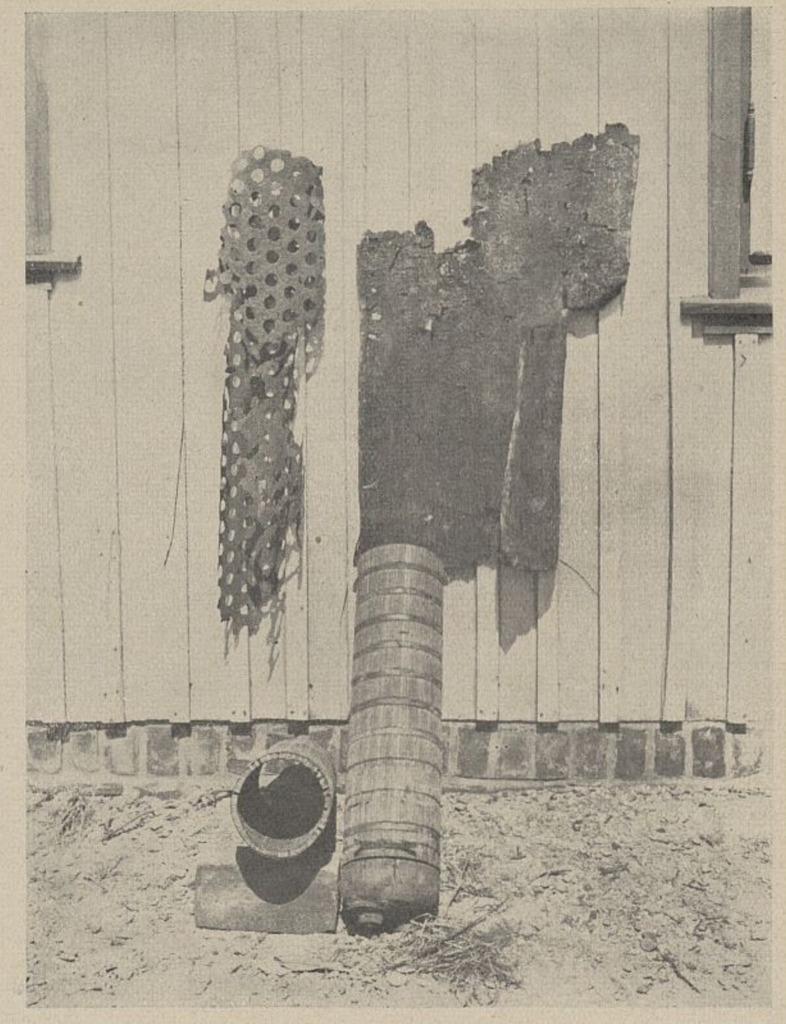


Abb. 23 Durch Grundwasser zerstörtes eisernes Filterrohr und verstopftes und beschädigtes Tressengewebe aus Messing. Darunter Teile eines hölzernen Versuchsbrunnens (Brunnen C der Firma Büge u. Heilmann).

maßnahmen immer mehr, besonders im Binnenhaupt, wo wegen der ausgedehnten Tonadern im Untergrund die Absenkungsverhältnisse während der ganzen Bauzeit ungünstiger waren als im Außenhaupt. Auch der Böschungsfuß auf —9,0 neben den Brunnen begann mehr und mehr auszulaufen. Die Binnenhauptbaugrube stand während der ungünstigsten Zeit im Sommer 1923 an ihren tieferen Teilen bis zu 1 m unter Wasser. Das Vakuum an den Pumpen stieg zeitweise bis 8,6. Das Wasser in den Brunnen wurde so tief abgesogen, daß sich Lufttrichter in ihnen bildeten. Um die Pumpen in Betrieb halten zu können, mußte ein großer Teil der Brunnen mehr oder weniger scharf gedrosselt werden.

Als Abhilfe gegen das Nachlassen der Absenkungstiefe, deren Ursache in einer zunehmenden Verkrustung der Filtertresse zu sehen war, wurde zunächst eine mechanische Reinigung der Brunnen durch eine kolbenartige Vorrichtung versucht. Durch stoßweise Bewegung dieses Kolbens sollte ein Durchspülen der Filter und damit ihre Reinigung erreicht werden. Nennenswerte Erfolge wurden jedoch nicht erzielt. Darauf wurde nach voraufgehenden Laboratoriumsversuchen über die Wirkungsweise verschiedener Säuren die Reinigung auf chemischem Wege mit Salzsäure versucht. Trotz stückweiser Vornahme der Reinigung mittels besonderer Einfüll- und Verteilvorrichtung und Verwendung von bis zu 50 l Salzsäure auf einen Brunnen wurde ein durchschlagender Erfolg auch mit diesem Verfahren nicht erzielt. Nachdem einige Brunnen gezogen worden waren und sich an diesen starke Zerstörungserscheinungen durch Grundwasserangriff gezeigt hatten, wurde es aufgegeben. Es wurden nunmehr die Brunnen, soweit erforderlich, gezogen und neugesetzt, und zwar unter möglichster Verwendung des noch brauchbaren Gerätes. Die noch brauchbare Tresse wurde vor ihrer Wiederverwendung mit Salzsäure gereinigt. Da wegen der fortgeschrittenen Bauarbeiten die Brunnenzahl bereits verringert werden durfte, konnte mit dem noch brauchbaren Gerät die erforderliche Anzahl Brunnen wieder hergestellt werden. Neubeschaffungen waren daher, abgesehen von einer gewissen Menge Tresse, nicht erforderlich. Im Laufe der Zeit mußten sämtliche Brunnen der beiden Staffeln auf —8,80 gezogen und erneuert werden. In Abb. 23 sind Teile eines 1½ Jahre alten Brunnens wiedergegeben. Sie läßt den Umfang der Verkrustung und Zerstörung der Brunnen deutlich erkennen. Das Tressegewebe und noch mehr das Filterrohr waren durchlocht und das Metall an diesen Stellen völlig verschwunden. Der mehrere Millimeter starke Zwischenraum zwischen Tressengewebe und Filterrohr war mit schwarzem Schlamm und darüber mit braunem Schlamm ausgefüllt, so daß die Filter fast vollkommen undurchlässig waren. Dagegen waren außen an der Tresse und innen im Filterrohr keine Ablagerungen festzustellen. Der Zustand der in verschiedenem Alter ausgebauten Brunnen ließ erkennen, daß sich zunächst innen an der Tresse schwarze Ablagerungen bildeten, und nachdem diese den Filter größtenteils verstopft hatten, darüber die braunen. Die schwarzen Ablagerungen erwiesen sich bei der Analyse als Schwefeleisen und Schwefelkupfer, die braunen als Eisenhydroxyd.

Derartige Verkrustungs- und Zerstörungserscheinungen an den Brunnen, wie sie sich hier gezeigt haben, verteuern die Grundwassersenkung erheblich unmittelbar durch erhöhte Abschreibung und Erneuerung des Gerätes und der Arbeitslöhne für das Neusetzen der Brunnen und mittelbar durch erhöhten Stromverbrauch infolge unwirtschaftlich höheren Vakuums der Pumpen. Unter Umständen werden sie sogar imstande sein, die Wirtschaftlichkeit des Grundwassersenkungsverfahrens bei ähnlichen Grundwasserverhältnissen in Frage zu stellen. Es wurden deshalb von der Bauverwaltung Ermittlungen angestellt, wie diesem Uebel bei späteren Ausführungen abzuhelfen sein wird.

Die Verstopfung und Zerstörung der Brunnen in dem säurehaltigen Wasser konnte zweierlei Ursachen haben und auf chemische und elektrolytische Wirkung zurückzuführen sein. Die Beobachtung, daß sie sich nur zwischen der Tresse und dem Filterrohr gebildet hat und ferner, daß die Niederschläge an der Tresse zum Teil aus Schwefeleisen bestanden, das Eisen also, soweit es nicht aus dem Wasser abgeschieden war, vom eisernen Filterrohr aus gegen die Strömung rückwärts gewandert sein mußte, ließ auf elektrolytische Wirkung schließen. Daß die Brunnen infolge der Verwendung verschiedener Metalle tatsächlich in nicht unerheblichem Maße elementartig wirken, ließ sich leicht laboratoriumsmäßig durch Eintauchen eines Stückes Eisen und Filtertresse in Grundwasser unter Zuhilfenahme eines Voltmeters nachweisen. Des ferneren ließen die Behandlung derartiger Versuchselemente mit und ohne elektrischen Strom und die Beobachtung der sich dabei bildenden Verstopfung des Filters darauf schließen, daß der elektrolytische Einfluß zum mindesten einen erheblichen Anteil bei der Verkrustung der Brunnen haben müsse.

Gleichzeitig mit diesen laboratoriumsmäßigen Untersuchungen wurden praktische Ermittlungen angestellt zur Klärung der Fragen:

1. Ist es möglich, durch Verwendung anderer Baustoffe unter Ausschluß des Tressengewebes die Nachteile des eisernen Rohrbrunnens zu vermeiden?
2. Lassen sich die bisherigen Rohrbrunnen durch Schutzüberzüge und Vermeidung elektrolytischer Wirkung verbessern?

Zur Klärung dieser Fragen wurde eine Reihe von Versuchsbrunnen eingebaut, und zwar (sieh Abb. 24):

a) behelfsmäßige Holzbrunnen der Bauverwaltung mit Kiesfilter,
b) Holzstabfilter der Firma Büge u. Heilmann (Berlin) ohne Kiesfilter, mit Eisenbändern und eisernem Aufsatzrohr,
c) wie vor unter b), jedoch mit Kupfertresse bespannt, mit Kiesfilter, mit Kupferbändern und hölzernem Aufsatzrohr (also ganz ohne Eisen), Saugerohr zum Schutz gegen Säure goudroniert,
d) Holzstabfilter der Firma Bohlmann (Oldenburg), mit Kiesfilter,
e) Filter aus porösen Beton-Dränagerohren (Baßmann-Rohr) ohne Kiesfilter,
f) Gurocelfilter (Kieselgur) der Hansawerke (Haiger, Dillkreis) ohne Kiesfilter,
g) gewöhnlicher Rohrbrunnen, jedoch eisernes Filterrohr und Saugerohr zum Schutz gegen Säure lackiert,
h) gewöhnliche Rohrbrunnen. In den Brunnen wurde umgekehrt ein Gleichstrom von 1 Volt Spannung geleitet.

Der behelfsmäßige Holzbrunnen (a) der Bauverwaltung besteht aus einem doppelten Mantel aus tannenen Holzleisten von 8.20 mm Querschnitt und 2 mm Schlitzweite. Der 5 cm weite Zwischenraum ist mit feinem Kies angefüllt, während der äußere 5 cm starke Mantel zwischen Filter- und gezogenem Bohrrohr aus gröberem Kies gebildet ist. Das Aufsatzrohr besteht gleichfalls aus Holz.

Die fabrikmäßigen Holzbrunnen (b—d) bestehen nur aus einem einfachen Holzstabmantel zum Stützen des äußeren Kiesfilters. Beim Brunnen von Büge u. Heilmann sind die eichenen Holzstäbe 2 cm stark und werden in etwa 30 cm Abstand durch aufgenagelte Eisenringe zusammengehalten. Die Schlitze zwischen den Holzstäben sind ½ mm stark und erweitern sich nach innen konisch. Beim Bohlmannbrunnen sind die Holzstäbe 8.20 mm stark und innen auf Holzringe aufgenagelt, während die Holzringe außen mit Messinggewebe von 3 mm Maschenweite bespannt sind. Der 5 cm weite Zwischenraum ist mit Kies angefüllt. Der Brunnen wird mit diesem Kiesfilter angeliefert.

Um festzustellen, ob auch bei Ausschluß elektrolytischer Wirkung ein Zersetzen der Tresse einträte, wurde Brunnen c ohne jedes Eisen hergestellt und mit Tresse überspannt, überdies das eiserne Saugrohr mit einem Schutzanstrich aus Goudron versehen.

Die Brunnen waren bis zu einem Jahr in Betrieb. Leider gelang es nur, Brunnen b und f und Trümmer von a wiederzugewinnen. Es können aber bei den nichtgezogenen Brunnen aus der Wasserergiebigkeit Rückschlüsse auf den Zustand gemacht werden. Diese wurde durch eine Wasseruhr gemessen. Außerdem wurde durch Peilung des Wasserspiegels am Außenrande des Kiesfilters und innen im Brunnen die Filterverlusthöhe gemessen. Um festzustellen, ob Sand gefördert wurde, war zwischen Brunnen und Saugeleitung je ein Sandtopf mit abschraubbarem Deckel eingeschaltet. Die wichtigsten Ergebnisse sind in folgender Liste zusammengestellt:

Liste 6.

Lfd. Nr.	Abbildung	Art des Filters	Preis des 5 m langen Filters frei Versandbahnhof Sommer 1924 RM	Tag der Herstellung	Tag der Beobachtung	Alter am Tage der Beobachtung in Monaten	Ergiebigkeit des beobachteten Brunnens l/sec [2]	Widerstandshöhe des Filters m
1	a	Behelfsmäßiger Holzbrunnen der Bauverwaltung	.	22. 3. 23	25. 3. 24	12	9,7	3,9
2	b	Büge u. Heilmann ohne Tresse, ohne Kiesfilter	240,—	20. 4. 23	20 3. 24	11	2,9	4,1
3	c	Büge u. Heilmann mit Tresse bespannt, mit Kiesfilter		28. 4. 23	19. 3. 24	11	6,1	2,8
4	d	Bohlmann-Filter	210,—	6. 7. 23	8. 2. 24	7	3,5	4,5
5	e	Baßmann-Rohr		19 4. 23	30. 1. 24	9	3,3	5,4
6	f	Kieselgur-Rohr						
7	g	Gewöhnlicher Rohrbrunnen lackiert	120,— (unlackiert)					
8	h	Gewöhnlicher Rohrbrunnen mit elektrischem Gegenstrom						

[2]) Größte Ergiebigkeit eines eisernen Rohrbrunnens neu etwa 13 l/sec. und nach neun Monaten etwa 3 l/sec.

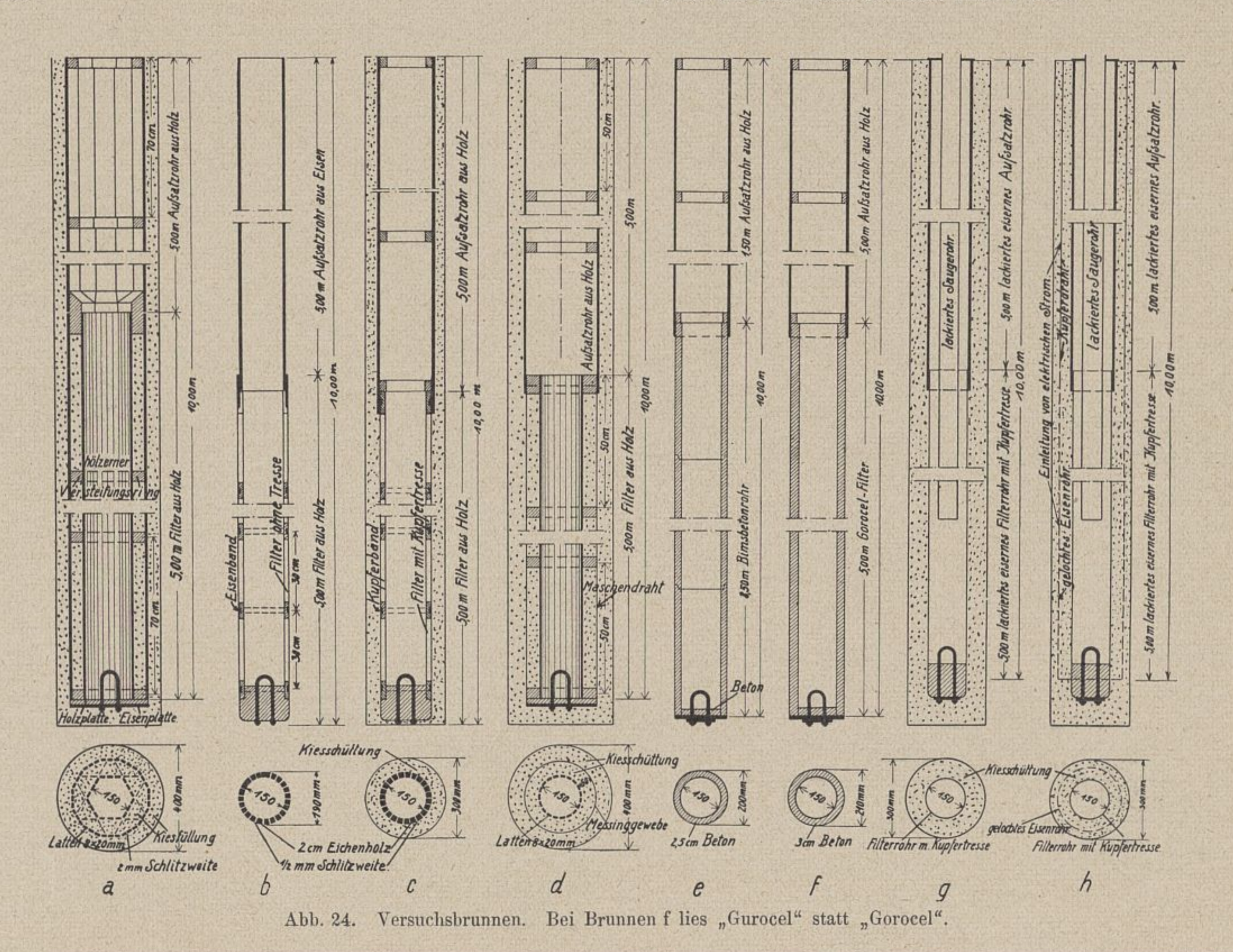


Abb. 24. Versuchsbrunnen. Bei Brunnen f lies „Gurocel“ statt „Gorocel“.

Die Brunnen g und h waren nur verhältnismäßig kurze Zeit in Betrieb. Von ihnen sowie von f liegen brauchbare Ergebnisse nicht vor.

Bei Brunnen a und c ist die große Ergiebigkeit von 9,7 bzw. 6,1 l/sec im Alter von rd. einem Jahr hervorzuheben zu einem Zeitpunkt, wo die Rohrbrunnen durch Verstopfung der Tressefilter bereits unbrauchbar waren. Die übrigen Brunnen waren von Beginn an weniger ergiebig. Ein merkliches Nachlassen der Ergiebigkeit ist bei keinem Brunnen bemerkt worden, ebenso keine Sandförderung, die auf mangelhafte Wirkung des Filters zurückzuführen wäre.

Bei Brunnen c ist zu beachten, daß er mit Tresse bespannt war. Wenn er trotzdem bis zum Schluß in der Ergiebigkeit nicht nachließ, so ist damit die Kette der Beweise geschlossen, daß die Verstopfung der Filter bei den Eisenbrunnen auf elektrolytische Wirkung infolge Verwendung verschiedener Metalle zurückzuführen ist.

Die Brunnen b und f sind zum Schluß gezogen worden. Beide waren in einwandfreiem Zustande. Es war weder eine nennenswerte Verstopfung noch Zerstörung noch bei dem Holzbrunnen eine Verquellung festzustellen. Bei b waren die eisernen Bänder, die den Brunnen zusammenhielten, zum Teil angefressen und zerstört. Durch Verwendung säurebeständiger Metalle wie Kupfer oder Messing wird diesem Umstande leicht Rechnung getragen werden können. Der Brunnen a stürzte nach einem Jahr in sich zusammen. Wiedergewonnene Trümmerstücke ließen als Ursache erkennen, daß die eisernen Nägel, mit denen die Holzlatten auf dem Holzgerippe befestigt waren, zerstört worden waren. Auch das ist kein grundlegender Fehler des Brunnens und läßt sich durch Verwendung von Messing- oder Kupfernägeln vermeiden. Es ist nicht gelungen, auch die restlichen Brunnen zu ziehen. Doch kann auf ihren Befund aus dem der gezogenen und aus den Messungsergebnissen mit genügender Sicherheit geschlossen werden. Es kann demnach gesagt werden, daß sich bei sämtlichen nichteisernen Brunnen weder Verstopfung noch Zerstörung bemerkbar gemacht haben. Sie haben sich bezüglich ihrer Beständigkeit im säurehaltigen Wasser sämtlich bewährt. Die Brunnen a und c haben bis zum Schluß auch den Anforderungen an ihre Ergiebigkeit genügt. Das wichtige Ergebnis der Versuche ist also:

Die an den eisernen Rohrbrunnen beobachteten Verstopfungserscheinungen lassen sich bei Verwendung von Metallen, durch deren Zusammenwirken keine galvanischen Ketten entstehen, vermeiden. Noch sicherer lassen sich durch Verwendung geeigneter Nichtmetalle sowohl die Verstopfung wie auch die Zerstörung vermeiden. Als besonders geeignet hat sich der Holzbrunnen erwiesen. Er kann daher für die Nordseeküste und andere Gebiete mit säurehaltigem Grundwasser besonders empfohlen werden. Seine Vorzüge sind:

1. Ersparnisse an Abschreibung, da von höherer Lebensdauer,
2. Ersparnisse an Löhnen, da er auch bei längerer Betriebsdauer nicht erneuert zu werden braucht und
3. Ersparnisse an Stromkosten, da kein Anwachsen der Widerstandshöhe und damit Nachlassen des Wirkungsgrades mit zunehmendem Alter.

Diesen Vorteilen gegenüber spielen die Mehrbeschaffungskosten (sieh Spalte 4 in Liste 6) keine Rolle, und zwar um so weniger, je länger die Anlage in Betrieb bleibt. Uebrigens werden sich wahrscheinlich die Anschaffungskosten denen der eisernen Brunnen bei Massenanfertigung nähern.

Welche Art des Holzbrunnens Verwendung findet, ist eine Frage der Wirtschaftlichkeit. Nach den hier gemachten Erfahrungen kann der Filter von Büge u. Heilmann mit äußerem Kiesfilter (Anordnung c) besonders empfohlen werden. Dabei wird auf sorgfältigste Bemessung der Schlitzweite zur Erzielung einer möglichst hohen Leistungsfähigkeit besonderer Wert zu legen sein. Für Geestemünder Verhältnisse würde sich die Ergiebigkeit durch Verwendung weiterer Schlitze noch erheblich haben steigern lassen. Dies wäre bei Verwendung eines Kiesfilters unbedenklich erschienen, da der Brunnen selbst ohne Kiesfilter keinen Sand warf. Die Tresse ist bei solchen Brunnen überflüssig; sie würde die Kosten unnötig erhöhen und außerdem das Ziehen der Brunnen erschweren durch ihre Neigung, sich zusammenzuschließen.



Abb. 25. Filterwiderstände.

Gelegentlich der Beobachtung der Versuchsbrunnen wurden auch umfangreiche Messungen an eisernen Rohrbrunnen verschiedenen Alters zur Feststellung der Filterwiderstandshöhe ausgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse sind in Schaubild Abb. 25 zusammengestellt. Sie können keinen Anpruch darauf machen, durchaus genau zu sein, da sie durch örtliche Verschiedenheiten bei den einzelnen Brunnen und andere Umstände beeinflußt sind. Sie geben aber immerhin ein anschauliches Bild, wie die Ergiebigkeit der Brunnen im Laufe der Zeit abnimmt und die Widerstände im Filter wachsen. Die Ermittlung der Schaulinien erfolgte dergestalt, daß für den betreffenden Brunnen der Schieber allmählich weiter geöffnet wurde und für jede Schieberstellung mittels der Wasseruhr die Ergiebigkeit und mittels Peilens innen und außen am Brunnen die Widerstandshöhe des Filters einschließlich Kiesschüttung gleichzeitig gemessen wurde. Es zeigte sich, daß ein neuer Brunnen je nach den Bodenverhältnissen bis zu 13 l/sec lieferte und diese Menge nach neun Monaten bereits auf 2,8 l/sec zurückgegangen war. Für den zwölf Monate alten Brunnen ließ sich wegen zu geringer Ergiebigkeit keine Schaulinie mehr aufstellen. Die Entnahme in Geestemünde betrug im Mittel 2½ l/sec. Eine an dieser Stelle eingezeichnete Senkrechte läßt erkennen, daß der Filterwiderstand im Alter von neun Monaten bereits von 0,60 auf 2,60 gestiegen ist. Zum Vergleich ist die Schaulinie für den behelfsmäßigen Holzbrunnen (Anordnung a) im Alter von elf Monaten eingezeichnet. Sie läßt sehr deutlich die Vorteile dieses Brunnens gegenüber den eisernen erkennen.

Grundwasserstandsbeobachtungen:

Um den Einfluß der Grundwassersenkung auf den Grundwasserstand festzustellen, sind sehr umfangreiche Grundwasserbeobachtungen durch einen besonders dazu eingestellten Grundwasserbeobachter vorgenommen worden. Es wurde eine Anzahl vorhandener Industrie- und Hausbrunnen der näheren und weiteren Umgebung der Baustelle beobachtet. Außerdem wurden eine Reihe von Beobachtungsbrunnen in zwei senkrecht aufeinanderstehenden Achsen angelegt, von denen die eine bis 10 km landeinwärts reichte (Abb. 1). Fünf dieser Brunnen wurden mit selbstzeichnenden Seibtschen Pegeln versehen. Als besonders wertvoll für den Betrieb erwies sich der im Außenhaupt aufgestellte Pegel V. Ferner wurden zur Feststellung des Verlaufes der Grundwasserkurve in der Baugrube innerhalb des Brunnenringes und in ihrer nächsten Umgebung eine Reihe von Beobachtungen mit Hilfe von außer Betrieb befindlichen Entnahmebrunnen und Schürflöchern ausgeführt.

Die Beobachtungsbrunnen bestanden aus zweizölligen Gasrohren. Die untersten zwei Meter waren gelocht und mit Filtertresse bespannt. Oben waren sie mit einer Vierkantmutter verschlossen. Nachdem beobachtet worden war, daß dieser Verschluß bei einem Brunnen infolge seiner Luftdichte die Schwankungen des Wasserspiegels behindert hatte, wurde bei sämtlichen Brunnen zur Ermöglichung freien Luftwechsels die Mutter mit ½ cm starker Bohrung versehen. Die fünf Stück selbstschreibenden Pegel waren zur Kostenersparnis nur mit 15 cm (statt 30 cm) weiten Filterrohren hergestellt und mit behelfsmäßigen Schwimmern von 11 cm (statt 25 cm) Durchmesser versehen. Trotz der verhältnismäßig recht kleinen Schwimmer hat sich diese Einrichtung gut bewährt.

Die Beobachtungen auf der Baustelle erfolgten täglich, in der näheren Umgebung wöchentlich und in der weiteren Umgebung zweiwöchentlich. Die Messung erfolgte teils mit einem Peillot, teils mit einem Peildraht. Das Peillot bestand aus einer gewöhnlichen Gasmuffe, die nicht ganz mit Blei ausgegossen war und beim Aufklatschen auf das Wasser ein Geräusch verursachte. Die Meßergbnisse waren bei einiger Uebung sehr genau. Da die Lote jedoch in den Entnahmebrunnen verschiedentlich festhakten und abrissen, wurde später ausschließlich zur Messung mit Peildraht übergegangen, einem ½ m langen Eisendraht, der mit Kreide weiß gefärbt und an einer Hanfschnur mit Drahteinlage (zur Verhinderung von Längenänderungen beim Naßwerden) hinabgelassen wurde. Die Handhabung dieser Einrichtung ist sehr einfach, das Ergebnis genau genug. Versuchsweise Messungen mit der akustischen Pfeife wurden wieder aufgegeben, da einmal die akustische Pfeife in den engen Entnahmebrunnen nicht verwendbar ist, zum anderen die vorgenannten Verfahren billiger und genauer sind.

Auf der Baustelle wurden außer den Wasserständen gleichzeitig auch eine Reihe von anderen Beobachtungen bezüglich der Pumpen und der Wasserförderung gemacht. Nachstehend ist der Kopf des Beobachtungsbuches wiedergegeben, wie er sich in Geestemünde bewährt hat.

Die Tideschwankungen des Grundwassers auf der Baustelle und die Nacheilung dieser Schwankungen sind eingangs angegeben. Mit zunehmender Absenkung nahmen die Tideschwankungen ab und waren zum Schluß nur noch kaum wahrnehmbar (etwa 2 cm, Abb. 6). Der Ebbe- und Flutwechsel machte sich im Grundwasserspiegel bis 1 km landeinwärts bemerkbar.

Jahr, Monat, Tag	H. W.		Zeitpunkt der Messungen	Pumpensatz											Anzahl der angeschlossenen Brunnen	Zustand d. Baugrube	Meßrinne			Grundwasserbeobachtungen															Bemerkungen
					Motor			Pumpe				Zähler									Entnahmebrunnen Nr.							Beobachtungsbohrlöcher Nr.							
								Vak.		Druck																									
	Zeitpunkt	m		Nr.	Umdrehungszahl	Volt	Ampere	Instrum.-Abl. m	berichtigte Abl. m	Instrum.-Abl. m	berichtigte Abl. m	Zeitpunkt	Ablesung KW	Stromverbr. KW			Nr.	Ueberfallhöhe	Wassermenge l/sec	Pegel V	14	114	124	104	405	417	602	1	2	3l	3r	4	5	18	

Kopf des Beobachtungsbuches.

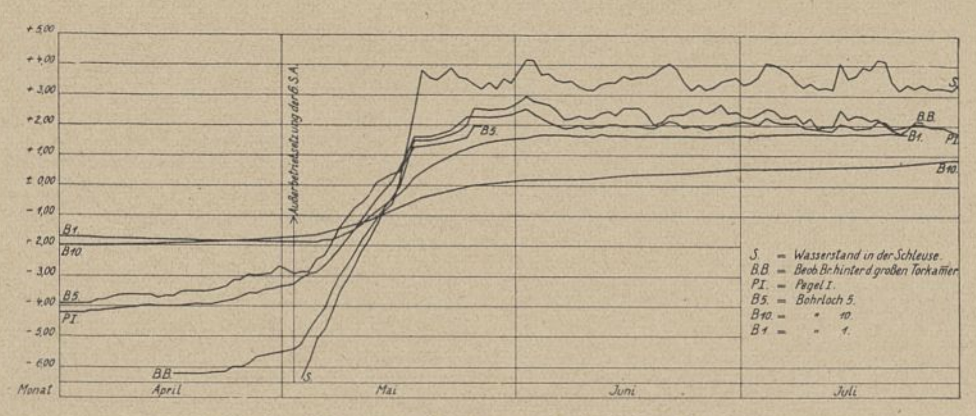


Abb. 26. Wasserstandskurven nach Außerbetriebsetzung.

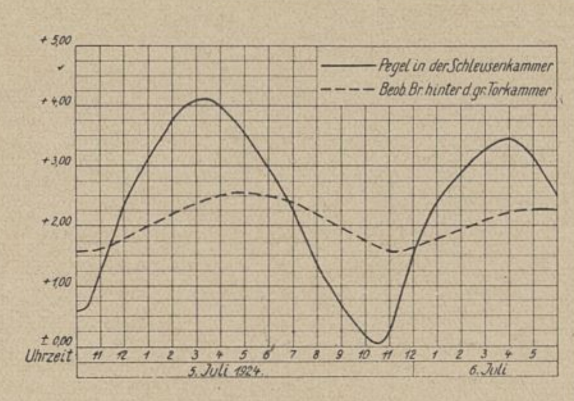


Abb. 27. Wasserstandskurven.

In Abb. 11 ist die Grundwasserkurve im Außenhaupt beim Bauzustand 5 (sieh weiter oben) dargestellt, wie sie durch sorgfältige Beobachtungen genau festgestellt wurde. Innerhalb des Brunnenringes verläuft sie außerordentlich flach. Die Wölbung beträgt nur einige wenige Zentimeter. Nach außen hin steigt die Kurve rasch an. Zu beachten ist die besondere Gestalt der Kurve, eine starke Krümmung im örtlichen Absenkungstrichter der Brunnen und im übrigen ein nahezu geradliniger Verlauf.

Bei Inbetriebnahme einer tieferen Staffel wurde die erforderliche Absenkung in der Baugrube in kürzester Zeit (etwa 24 Stunden) erreicht, während die Absenkung in der weiteren Umgebung nur allmählich folgte, bis sich allmählich der Ruhezustand wieder einstellte. Entsprechend der fortschreitenden Abflachung der Grundwasserkurve nahm auch die geförderte Wassermenge allmählich ab bis zur Erreichung des Ruhezustandes. Ebenso ging natürlich das Wiederansteigen des Grundwassers nach Außerbetriebsetzung der Anlage nur sehr langsam vor sich, und zwar um so langsamer, je größer die Entfernung vom Absenkungsmittelpunkt war. Nähere Aufschlüsse hierüber gibt Abb. 26. Sie zeigt, daß landeinwärts, wo keine Infiltration von den offenen Gewässern her in Frage kommt, der Ruhezustand erst nach mehreren Monaten wieder erreicht worden ist.

Nach Eintreten des Ebbe- und Flutwechsels in der Schleuse wurde in einem Beobachtungsbrunnen unmittelbar hinter der großen Torkammer des Binnenhauptes der Wasserstand im Erdboden beobachtet. Die Schwankungen betrugen 0,70 m (Abb. 27).

Grundwasserschäden.

Die Reichweite der Grundwassersenkung betrug landeinwärts über 2 km. Mit fortschreitender Absenkung des Grundwassers wurden einige Hausbrunnen in Geestemünde trockengelegt. Da die Besitzer an das städtische Wasserleitungsnetz angeschlossen waren, brauchten ihnen nur die Kosten für Mehrentnahme an Leitungswasser erstattet zu werden. Weitere Entschädigungsforderungen sind nicht gestellt worden. Gebäudeschäden infolge der Grundwassersenkung sind nicht beobachtet worden.

Die Versinkungserscheinungen an der oberen Donau als zwischenstaatliche Wasserwirtschafts- und Wasserrechts-Frage.

Vom Professor **Heinrich Heiser,** Dresden.

(Fortsetzung von Seite 96.)

VIII. Die gegenwärtige Größe der Gesamtversinkung.

Für das Jahr 1923 kann die Gesamtversinkung mit genügender Genauigkeit angegeben werden. Sie beträgt nach Tafel 10 und der dazu mitgeteilten Berichtigung:

Tafel 22.

bei Immendingen	8,52 m³/sk
zwischen Möhringen und Tuttlingen 8,66—8,52 =	0,14 m³/sk
bei Fridingen (berichtigt)	0,84 m³/sk
Zusammen	9,50 m³/sk

Von der Gesamtversinkung entfallen also auf die Versinkungsstellen bei Immendingen-Möhringen = 89,7 v H, bei Tuttlingen = 1,4 v H, und bei Fridingen noch 8,9 v H.

Weiter kann man folgern, daß bei kleiner Wasserführung die Versinkung bei Immendingen noch mehr vorherrschen wird und fast allein in Frage kommt; denn dort versinkt bereits unterhalb eines kleinen Mittelwassers der ganze Zufluß, während die Versinkung bei Fridingen bei geringer Wasserführung kaum über 10 v H des Zuflusses steigt und vermutlich weit unter 100 l/sk herabgehen kann und sich die Versinkungen bei Tuttlingen ähnlich denen von Fridingen verhalten werden. Bei beiden Stellen aber sind die Zuflußmengen zu den Versinkungsstellen selbst wesentlich kleiner als bei Immendingen.

Außer diesen eigentlichen Versinkungen aber erleidet die Donau zwischen Tuttlingen und Fridingen noch einen weiteren Verlust, der für das Jahr 1923 zu 2,45 m³/sk festgestellt wurde. Dieser Verlust ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß das oberirdische Einzugsgebiet der Donau auf dieser Strecke zum Teil nach Austrittsstellen südlich der Donau entwässert.

IX. Die Zunahme der Versinkungsmengen.

Nach den bisherigen Ausführungen ist wohl nicht zu bestreiten, daß die Zahl der Vollversinkungstage bei Immendingen in den letzten 40 Jahren erheblich zugenommen hat, ebenso ist das Maß dieser Zunahme recht gut bekannt.

Weiter kann man aus dem Vergleich der älteren und neueren Abflußmengen mit ausreichender Sicherheit schließen, daß auch die Versinkungsmengen selbst bei Immendingen und auch bei Fridingen zugenommen haben müssen. Alle zahlenmäßigen Schlüsse aber, die man aus diesen Unterlagen ziehen wollte, müssen wegen der Beeinträchtigung ihres Wertes durch die Verkrautung der Donau unsicher bleiben.

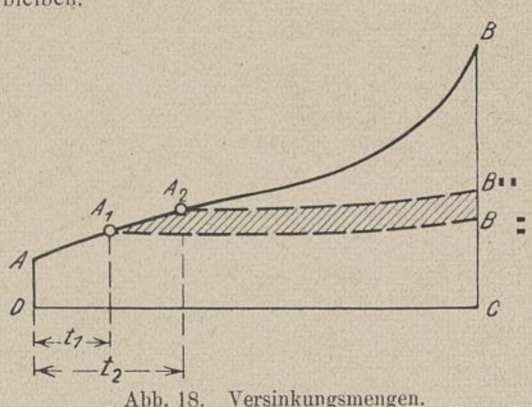


Abb. 18. Versinkungsmengen.

Druckfehlerberichtigungen zu dem Aufsatz des Verfassers in Heft 7—9 (Ingenieurbauteil) der Zeitschrift für Bauwesen 1926.

Seite 87, rechte Spalte: Die Bemerkungen zu Tafel 4 reichen bis zu dem Absatz „In den Jahrfünften usw.";

Seite 90, linke Spalte: in der dritten Zeile des Schlußsatzes vom ersten Absatz ist zwischen „als" und „der" das Wort „Versuch" einzufügen;

Seite 90, rechte Spalte, Schlußabsatz vor VII: die Worte „als äußerst wahrscheinlich, ja so gut wie" fallen fort;

Seite 91, linke Spalte, Absatz 2: statt „langwierige" lies „langjährige";

Seite 94, rechte Spalte, Zeile 7 unter Tafel 15: zwischen „Versinkungsstellen" und „Beuron" ist das Wort „bis" einzufügen;

Seite 95, linke Spalte, Tafel 17: in Spalte 4 unter April ist 9,69 statt 9,96 zu setzen;

Seite 96, linke Spalte, 8. Zeile von unten: lies „der" statt „die";

Seite 96, rechte Spalte, Tafel 20: lies überall im Kopf $\frac{\text{„l/sk"}}{\text{qkm}}$ statt $\frac{\text{„Z/sk"}}{\text{qkm}}$.

Um aber ein möglichst klares Urteil über die wirtschaftliche Auswirkung der Donauversinkung zu gewinnen, muß man versuchen, diese Zunahme der Versinkungen nach Möglichkeit zuverlässig durch ein geeignetes Schätzungsverfahren zu erhalten. Da die Immendinger Versinkungsstellen an Bedeutung alle anderen weit überragen, so kann diese Schätzung auf sie beschränkt bleiben.

In der Abb. 18 möge die Linie $A—A_1—A_2—B$ die als bekannt angenommene langjährige Dauerlinie der Zuflußmengen zu den Versinkungsstellen „oberhalb Immendingen" und die Linie $A—A_1—B_1$ die Dauerlinie der Versinkungsmengen für ein Normaljahr bezeichnen, wobei die Dauer der Vollversinkung durchschnittlich $= t_1$ Tage betragen möge.

Wächst nun infolge Aenderung des Zustandes der Versinkungsstellen die durchschnittliche Zahl der Vollversinkungstage bis t_2 Tage, während der Zufluß zu den Versinkungsstellen unverändert bleibt, so muß der Punkt A_1 auf derDauerlinie nach A_2 und der Punkt B_1 nach B_2 wandern. Die neue Dauerlinie der Versinkung wird nunmehr durch den Linienzug $A—A_2—B_2$ dargestellt und die Fläche (schraffiert) $A_1—A_2—B_2—B_1—A_1$ ist ein Maß für die Zunahme der Versinkungsmengen. Da die Versinkungslinie mit der angenommenen Dauerlinie nur auf der verhältnismäßig kurzen Strecke $A_1—A_2$ zusammenfällt, so braucht auch nur dieser Teil der langjährigen Dauerlinie des Zuflusses bekannt zu sein.

Für Immendingen selbst liegt eine derartig langjährige Dauerlinie des Zuflusses nicht vor; die bekannte Dauerlinie für Tuttlingen ist aber nicht geeignet, weil die Wasserführung der Donau bei Tuttlingen eine so lange Zeit derart klein wird, daß ein Vergleich verschiedener Zeitabschnitte innerhalb dieser Gesamtzeit zu unsicher werden muß. Es stehen jedoch für diesen Zweck die Abflußmengendauerlinien der Meßstelle Scheer für die Jahresreihe 1911/1918 und für das Jahr 1923 zur Verfügung. Beide Linienzüge stimmen nach Ausweis der Abb. 17 auch bei kleiner Wasserführung in der Hauptsache überein.

Nach den Untersuchungen im Abschnitt VI kann weiter angenommen werden, daß im Jahre 1923 die Zahl der Vollversinkungstage angenähert normal war. Als erste Annäherung erscheint daher die Annahme berechtigt, das gleiche auch für die Zuflußmengen zu den Versinkungsstellen vorauszusetzen. Mit dieser Voraussetzung wurde der strichpunktierte Linienzug $A—A_1—A_2$ in Abb. 17 gezeichnet, der als langjährige Dauerlinie der Zuflußmengen zu den Versinkungsstellen angesehen werden kann. Nach Abschnitt VI betrug im Jahrfünft 1884/1888 die normale Zahl der Vollversinkungstage = 57 und für das Jahrfünft 1919/1923 = 145 Tage. Damit sind die beiden Punkte A_1 und A_2 festgelegt, so daß nunmehr noch der Verlauf der beiden Linienzüge $A_1—B_1$ und $A_2—B_2$ zu bestimmen sein wird. Für den letztgenannten hat man einen gewissen Anhalt in den Versinkungsverhältnissen des Jahres 1923. Aus den drei abflußreichsten Monaten dieses Jahres November, Dezember und März erhält man eine Zuflußmenge von 29 m³/sk und eine Versinkungsmenge von 11,1 m³/sk. Da aber in diesem Jahre die mittleren und höheren Wasserstände sehr reichlich waren, so soll vorsichtig die Versinkungsmenge nur mit 10,5 m³/sk angenommen werden. Dieser Annahme entspricht in Abb. 17 der Punkt B', durch den nunmehr der Linienzug $A_2—B'—B_2$ so gelegt ist, daß die mittlere Versinkungsmenge, die durch die Fläche $A—A_2—B'—B_2—C—D$ bezeichnet ist, etwas kleiner wird als die im Jahre 1923 mit 8,52 m³/sk gemessene mittlere Versinkungsmenge. Schließlich ist die Linie $A_1—B_1$ so gelegt, daß sich die entsprechenden Ordinaten der beiden Linienzüge zueinander verhalten wie die Versinkungsmengen A_1 und A_2 selbst. Auf diese Weise findet man eine Zunahme der Versinkungsmengen vom Normalzustande des Jahrfünfts 1884/1888 bis zum Jahrfünft 1919/1923 um 2,4 m³/sk. Aus dem Mittel der Messungen der Jahre 1898, 1901 und 1904 hatte sich eine Versinkungsmenge = 4,7 m³/sk und aus den Beobachtungen des Jahres 1923 eine solche von 8,52 m³/sk ergeben, d. h. es hatte sich eine Zunahme von 3,8 m³/sk in 22 Jahren gezeigt. Es ist deshalb sicher der Schluß berechtigt, daß die mit Hilfe der Dauerlinie geschätzte Zunahme von 2,4 m³/sk in 40 Jahren weit eher zu klein als zu groß ist und daß die Schätzung selbst als sehr vorsichtig bezeichnet werden muß. Immerhin kann sie nur als rohe Bewertung angesehen werden. Weil aber die Versinkung selbst von der Mittelwasserführung an nur sehr langsam zunimmt, die Linienzüge $A_1—B_1$ und $A_2—B_2$ also sehr flach verlaufen, so kann sie sich nicht allzuweit von der Wirklichkeit entfernen; selbst wenn man diese beiden Vergleichslinienzüge wagerecht annehmen würde, so könnte man doch keinen wesentlich anderen Wert für die Versinkungszunahme erhalten.

Nach allem darf daher die Zunahme der mittleren Versinkungsmenge innerhalb des 35jährigen Zeitraumes 1884/88 bis 1919/23 bei einem normalen Abflußjahre zu mindestens 2,4 m³/sk angenommen werden. Da auch die Versinkungen bei Fridingen in den letzten Jahrzehnten offenbar zugenommen haben, so ist es berechtigt, die Zunahme der gesamten Versinkungsmengen von Immendingen bis Beuron auf 2,7 m³/sk anzunehmen.

X. Die Abflußmengen der Aach.

Für die Aach liegen folgende Abflußmengenwerte vor:

1. Nach Heft 8 der Beiträge zur Hydrographie Badens (14)

Tafel 23.

In der Aach bei	Abflußmengen in m³/sk bei		
	MW	NW	Wasserklemme
Volkertshausen	6,5	3,5	—
Singen	7,0	4,0	2,3

Bem.: Die mit *MW* bezeichnete Abflußmenge deckt sich nicht mit der mittleren Abflußmenge eines Jahres (s. die allgem. Uebersicht über die Abflußmengen der Donau).

2. Nach den Abflußmengenmessungen und Pegelbeobachtungen der Jahre 1898, 1901 und 1904 sind folgende mittleren Abflußmengen der Aach berechnet worden.

Tafel 24.

	Abflußmengen der Aach in m³/sk			
	im Mittel der Jahre			im dreijährigen Durchschnitt
	1898	1901	1904	
bei Aach	6,8	8,1	6,4	7,1

3. Nach den Leistungen der Turbinen der Spinnerei Volkertshausen hat Ludin (11) für die Jahre 1917—1920 eine Abflußmengendauerlinie aufgestellt, nach der sich 9,3 m³/sk als mittlere Abflußmenge für diese Zeit ergibt.

4. Nach der bereits mitgeteilten Tafel 10 betrug die mittlere Abflußmenge im Jahre 1923 in der Aach = 9,33 m³/sk. Nach den vorhergehenden Ausführungen zur Wasserführung der Donau während dieses Jahres darf wohl angenommen werden, daß auch die Wasserführung der Aach in diesem Jahre recht groß gewesen ist.

Die Abflußschwankungen von Jahr zu Jahr werden nun an der Aach nach aller Wahrscheinlichkeit kleiner sein als an der Donau, so daß man das gegenwärtige normale Abflußmengenmittel etwa zu 9,0 m³/sk annehmen kann. Wiederum aber darf man auch annehmen, daß nach den Ausführungen über die Abflußmengen der Donau das Mittel der drei Jahre 1898, 1901 und 1904 wenig unter dem normalen Mittel gelegen hat. Es wird somit berechtigt sein, das damals gültige Abflußmittel in der Aach ein wenig höher als 7,1, etwa zu 7,5 m³/sk einzuschätzen.

Die kleinsten Abflußmengen in der Aach werden wie folgt angegeben:

Tafel 25.

12. September 1898	= 2,79 m³/sk
20.—21. Juli 1901	= 4,79 m³/sk
21.—23. August 1904	= 1,32 m³/sk
17. u. 18. September 1923	= 3,18 m³/sk

Im Jahre 1923 ist weiter die Abflußmenge von 4,2 m³/sk für die Dauer von zwei Monaten unterschritten worden; demgegenüber hat in diesem Jahre die größte Abflußmenge am 8. und 11. November = 17,56 m³/sk betragen.

In Abb. 17 sind die Abflußmengendauerlinie für 1917/1920 nach Ludin und die Abflußmengendauerlinie für das Jahr 1923 dargestellt.

Unter Annahme einer mittleren jährlichen Abflußmenge von 9,0 m³/sk müßte nach den ganzen Niederschlags- und Abflußverhältnissen des oberen Donau- und Hegau-Gebietes der Aach an ihrer Quelle ein mindestens 600 qkm großes oberirdisches Einzugsgebiet entsprechen. Demgegenüber ist das tatsächliche oberirdische Niederschlagsgebiet der Aach an ihrer Quelle nur 9,5 qkm. Daraus geht schon unzweideutig hervor, daß die Aach den bei weitem größten Teil ihrer Quellwasser auf unterirdischem Wege aus fremden Einzugsgebieten erhält, eine Tatsache, die eigentlich eines Beweises nicht mehr bedurft hätte, die aber auch von der Form der Abflußmengendauerlinie nochmals bestätigt wird.

Dem oberirdischen Einzugsgebiet der Aach würde eine mittlere jährliche Abflußmenge von nur rd. 140 l/sk entsprechen, die gegenüber der tatsächlichen Quellschüttung nicht ins Gewicht fällt.

Schließlich ist noch die Frage zu untersuchen, in welchem Verhältnis die gesamten Abflußverluste der Donau zur gemessenen Wasserführung der Aachquelle, soweit sie aus unterirdischen Zuflüssen stammen, stehen.

Dazu möge ein Vergleich der gesamten Versinkungsmengen der Donau bei Immendingen, zwischen Möhringen und Tuttlingen, bei Fridingen für das Jahr 1923 nach Spalte 8 der Tafel 10 und den Werten für Fridingen nach den berichtigten Unterlagen der Spalte 13, ferner noch der unterirdischen Wasserverluste zwischen Tuttlingen und Fridingen mit den gleichzeitigen Abflußmengen der Aachquelle dienen.

Man findet, nach Halbjahren geordnet:

Tafel 26.

Zeit	Abflußmengen in m³/sk im Jahre 1923						
	Versinkung	Sonstige Verluste	Gesamt-Verlust	Aach im ganzen	Aach nur oberird. Gebiet	Aach nur unterird. Gebiet	Unterschied Spalte 4—7
1	2	3	4	5	6	7	8
Winter	10,57	3,65	14,22	11,55	0,25	11,51	— 2,92
Sommer	8,44	1,23	9,67	7,11	0,03	7,08	— 2,59
Jahr	9,50	2,45	11,95	9,33	0,14	9,19	— 2,76

Die Abflußmengen der Aach sind also im Winter wie im Sommer des Jahres 1923 ziemlich um den gleichen Betrag kleiner gewesen als die gesamten Wasserverluste der Donau. Die geringen Unterschiede in den Werten der Spalte 8 erklären sich zwanglos durch die Möglichkeit einer gewissen unterirdischen Speicherung versunkener Wintermengen, die durch ihren Abfluß im folgenden Sommer den Sommer-Abflußunterschied vermindert haben.

Daß jedoch der gesamte Ueberschuß der Verluste über die unterirdischen Zuflüsse zur Aachquelle in unterirdischen Hohlräumen aufgespeichert worden wäre, ist keinesfalls anzunehmen. Für den Winter ist eine solche Aufspeicherung in gewissen Grenzen möglich, nicht aber für den Sommer, in dem an sich während der langen Dauer der Vollversinkung die Zuflüsse klein waren und fast ohne Unterbrechung abgenommen haben. Im Gegenteil deutet der im Sommer kleiner gewordene Wert der Spalte 8 darauf hin, daß sich die unterirdischen Speicher allmählich entleert haben, daß also eigentlich die Abflüsse größer waren als die Zuflüsse. Da weiter der Sommer 1923 nicht abflußreich war, wohl aber der Winter 1922/23 und ebenso der vorhergehende Sommer 1922, so ist weiter zu vermuten, daß mehr Wasser aus dem Abflußjahr 1922 durch unterirdische Speicherung auf das Abflußjahr 1923 übertragen worden ist als aus dem Jahre 1923 auf 1924. Man darf aus dieser Feststellung folgern, daß auch noch andere Austrittsstellen vorhanden sein müssen außer der Aachquelle, die bisher noch nicht im einzelnen bekannt geworden sind, und daß im Sommer 1923 mindestens der Ueberschuß von 2,59 m³/sk in diesen Stellen zutage getreten ist.

In diesem Zusammenhange ist dann noch die Frage von Bedeutung, ob die Wasserführung der Aach in den der Untersuchung unterzogenen letzten 40 Jahren in gleichem Ausmaße gewachsen ist, wie die Versinkung der Donau zugenommen hat.

Unterstellt man als zutreffend, daß die normale Schüttung der Aachquelle anfangs des Jahrhunderts etwa 7,5 m³/sk, gegenwärtig dagegen rd. 9,0 m³/sk betragen hat, und bedenkt man, daß diese Zunahme im wesentlichen aus der Zunahme der Versinkungstage entstanden ist, die erst nach der Jahrhundertwende stärker eingesetzt hat, so kann man schließen, daß im Gesamtzeitraum der letzten 40 Jahre die Gesamtzunahme der Wasserführung der Aachquelle den Wert von 1,5 m³/sk jedenfalls nur ganz unwesentlich überschritten haben kann und daß sie hinter der mit 2,4 m³/sk berechneten Zunahme der Versinkungsmengen im gleichen Zeitraum zurückgeblieben ist. Dieses Ergebnis der Ueberlegungen deutet darauf hin, daß die unbekannten fremden Austrittstellen gegenwärtig größere Bedeutung haben als in früherer Zeit. Immerhin bedürfen diese ersten angenäherten Schlußfolgerungen noch sehr der Nachprüfung.

Aus den Untersuchungen ergibt sich jedoch mit genügender Sicherheit, daß auch die Wasserführung der Aach selbst in den letzten Jahrzehnten zugenommen hat, freilich, wie es scheint, in geringerem Maße als die Versinkungen.

Außer den eigentlichen Versinkungen an den bisher bekannten Stellen sind noch andere unterirdische Abflüsse vorhanden, die mit größter Wahrscheinlichkeit aus dem oberirdischen Einzugsgebiet zwischen Tuttlingen und Fridingen stammen.

Die Gesamtheit dieser unterirdischen Abflußmassen geht mit wesentlichem Anteil nicht zur Aachquelle, sondern zu anderen, zurzeit im ein-

zelnen nicht bekannten Austrittstellen südlich der Donau. Es überrascht, daß dieser Anteil etwa die Größe der zwischen Tuttlingen und Fridingen aus dem oberirdischen Gebiet verloren gehenden Abflüsse aufweist, eine Feststellung, die jedoch zurzeit weitere Schlüsse noch nicht zuläßt.

An den nicht bekannten Austrittstellen tritt vermutlich gegenwärtig ein größerer Bruchteil der versunkenen Wassermassen zutage, als es früher der Fall war. Daraus kann folgen, daß die Donau durch die Versinkungen mehr geschädigt wird, als der Aach zugute kommt.

XI. Schlußfolgerungen für die Beurteilung der Rechtslage.

Ich greife zurück auf die am Schluß des Abschnittes IV aufgeworfenen drei Fragen, die zur Klärung der Rechtslage vorweg zu beantworten waren.

Frage 1 lautete:

Ist der status quo unverändert geblieben?

Diese Frage ist, untersucht für den Zeitraum 1884—1923, unbedingt mit „Nein" zu beantworten, wie aus den Ausführungen zu den Abschnitten VI bis X ohne allen Zweifel hervorgeht. Für die Zeiten vor 1884 finden sich keine soweit einwandfreien Unterlagen, daß sie einer dahinzielenden Untersuchung mit Aussicht auf Erfolg unterstellt werden könnten. Immerhin ist mit einer gewissen Wahrscheinlichkeit anzunehmen, daß auch bereits vorher, wahrscheinlich seit Ausgang der 50er Jahre des vergangenen Jahrhunderts, eine geringfügige Zunahme der Versinkungen eingetreten ist. Darauf deutet u. a. der Antrag der Immendinger Maschinenfabrik vom Jahre 1878, ihr die Beseitigung der Versinkungsstellen am Wehr zu gestatten.

Frage 2. Ist eine Zunahme der Versinkungen zu verzeichnen?

Frage 2 ist zu bejahen. Die Zunahme ist ohne Irrtum festzustellen hinsichtlich der Zahl der Tage mit Vollversinkung in der Donau, wobei als erwiesen zu gelten hat, daß diese Zunahme bis zu Ende des vorigen Jahrhunderts verhältnismäßig nur gering gewesen ist, daß sie aber in den beiden ersten Jahrzehnten des gegenwärtigen Jahrhunderts dauernd und mit ständig steigender Tendenz gewachsen ist.

Ebenso ist ohne Irrtum festzustellen, daß die Zunahme der Dauer der Versinkung nur durch eine Zunahme der versinkenden Wassermengen veranlaßt ist, daß dagegen für die Annahme, sie sei durch eine Abnahme der Zuflußmengen in der Donau zu den Versinkungsstellen zu erklären, keinerlei Anhalt oder Stütze gefunden werden kann.

Frage 3. Wird Frage 2 bejaht, so wird zu prüfen sein, ob

a) diese Zunahme eingetreten ist, ohne durch Maßnahmen oder Unterlassungen Badens verschuldet zu sein, oder
b) ob sie durch Eingriffe Badens verschuldet oder bewußt gesteigert wurde.

Nach den Ausführungen zu den Abschnitten III und VI wiederhole ich, daß mit einer dem Beweis gleichzuachtenden Wahrscheinlichkeit die Zunahme der Versinkung nach Dauer und Menge in den letzten 40 Jahren als Folge natürlicher Aenderungen des Flußbettes und der Versinkungsspalten am Ufer, mehr jedoch als Folge des Unterlassens jeglicher Unterhaltungsarbeit an der Donau wegen Verbots der Badischen Regierung anzusehen ist, und weiter, daß dieses Verbot jeglicher Unterhaltungs- und Räumungsarbeit in der Donau von Immendingen bis Möhringen in Ansehung des Umstandes, daß es nicht nur gegen jede anerkannte und überall geübte Grundregel der Flußpflege in einem Kulturstaate verstößt, sondern darüber hinaus auch in Baden selbst an keinem anderen Wasserlaufe meines Wissens ein Gegenstück findet, in voller und bewußter Erkenntnis seiner Auswirkungen auf die Wasserführung in der Donau und die Versinkungen nach der Aachquelle erlassen und noch aufrechterhalten wird.

Die Tatsache, daß die Versinkungen erst von der Jahrhundertwende an größeren Umfang und stärkeres Wachstum gezeigt haben, steht sehr wohl im Einklang mit der Auffassung, daß sie als Folgen der Unterlassung flußbaulicher Pflege in erster Linie anzusehen sind. Es ist ganz natürlich, daß Verwilderungen im Flußbette, wie ganz besonders die schädliche Kiesbarre oberhalb Möhringen erst einen gewissen Umfang und gewisses Ausmaß erreichen mußten, ehe ihre Wirkung in einer gesteigerten Vermehrung der Versinkungen bemerkbar wurde. Ebensowenig bedarf es aber auch eines Beweises, daß gegenwärtig jede an sich gering erscheinende Zunahme der Verwilderungen stets eine immer mehr wachsende Zahl von Spalten an den durchlässigen Uferrändern im Brühl und an den Hattinger-Weg-Löchern für die Versinkung wirksam machen kann, so daß mit einer ständig rascheren Zunahme der Versinkungen gerechnet werden muß, wenn nicht schleunigst Abhilfe geschaffen wird.

Die Verordnung des Bezirksamtes Engen, die eben jegliche Flußbauarbeiten verbietet, und die wiederholten Bestätigungen dieses Verbots durch die höchsten Verwaltungsstellen in Baden sind zweifellos unanfechtbar vom Standpunkt der eigenen Gebietshoheit und von diesem aus zu Recht erfolgt. Unter Berücksichtigung aber der völkerrechtlichen Grundsätze der Gleichberechtigung von Ober- und Unterliegerstaat an einem Durchgangsflusse sowie des weiteren Satzes des „neminem lädare" sind sie gegenüber Württemberg, Hohenzollern und Bayern ebenso ohne jeden Zweifel zu Unrecht ergangen und werden zu Unrecht aufrechterhalten.

Das gleiche würde im übrigen auch Geltung haben, soweit Württemberg durch die Verbauung der Fridinger Versinkungsstellen den dort vorhanden gewesenen status quo geändert hat.

Nach völkerrechtlichen Grundsätzen müßten demnach Baden und auch Württemberg den Schaden wieder gutmachen und zunächst den status quo wiederherstellen. Daß sich Baden, wenigstens früher, dieser Verpflichtung bewußt war, geht aus dem im Abschnitt III mitgeteilten Schreiben des Badischen Ministeriums des Innern vom 16. Dezember 1885 an das Württembergische Ministerium des Innern hervor, sofern Baden, wie doch ohne weiteres anzunehmen ist, zu den zu wahrenden öffentlichen Interessen auch die Einhaltung und Wahrung der im Verkehr mit dem Nachbarlande üblichen Rechtsgrundsätze versteht.

Wenn nun Köbler (8) meint, daß die Schwierigkeiten einer Regelung darin zu suchen sind, daß niemand den status quo zahlenmäßig anzugeben vermöchte, so kann ihm nach allen bisherigen Ausführungen hierin nicht beigepflichtet werden. Es ist wohl, besonders bei einigem guten Willen der Beteiligten möglich, einen solchen status quo mit der für alle weiteren Verhandlungen und Maßnahmen nötigen Sicherheit zu bestimmen. M. E. würde als Ausgangspunkt der in den 80er Jahren, also etwa im Jahrfünft 1884—88 vorhanden gewesene Zustand mit genügender Eindeutigkeit und mit Vorteil für die weiteren Verhandlungen gewählt werden können, soweit die Versinkungen an der Donau bei Immendingen und zwischen Immendingen und Möhringen in Frage kommen, während als Ausgangszustand für Fridingen sich der Zustand der Jahre 1907—08 wohl mit einiger Sicherheit bei gutem Willen feststellen ließe.

Im Gegensatz zu Köbler bin ich auch der Meinung, daß sich die gegenwärtigen Abweichungen von dem so festgelegten Ausgangszustande sowohl an der Donau bei Immendingen wie bei Fridingen und an der Aach mit der Sicherheit würden bestimmen lassen, als sie für weitere Verhandlungen nötig zu erachten ist.

Darin scheint mir auch weniger die Schwierigkeit des ganzen Bereichs der Streitfragen zu liegen, wie auch nicht in der daraufhin nötigen Entscheidung über Art, Umfang und Durchführung der technischen Ausbaumittel, wenn auch deren ungemeine Schwierigkeiten voll erkannt werden. M. E. ist der schwierigste und von Baden immer wieder in den Vordergrund der Erörterungen gestellte Punkt die Frage der Entschädigung der Aachinteressenten, ob mit Recht, kann nach früheren Ausführungen fraglich bleiben.

Es wäre deshalb besonders zu begrüßen, wenn durch eine Entscheidung des Staatsgerichtshofes auch in dieser Frage eine Klärung erzielt würde.

Wenn man im Anschluß an die wiedergegebenen Ausführungen Reitzensteins lediglich dem natürlichen Rechtsempfinden folgt, dann kommt man wohl zu dem Schluß, daß die Wasserkraftwerke an der Aach selbst vom Standpunkt der Berechtigten wohl als wohlerworben gelten dürfen und daß diese Berechtigten nichts getan oder unterlassen haben, was sie zur Leistung einer Entschädigung an anderweit durch ihre Rechte Benachteiligte verpflichten müßte. Einer solchen Entschädigung würde aber der entschädigungslose Entzug ihrer an sich wohlerworbenen Rechte gleichzuachten sein.

Anders aber liegen schon die Dinge, wenn man sie vom Standpunkt der die Rechte erteilenden Hoheitsverwaltung ansieht, die sie unter, wie wohl zugestanden werden muß, ihr bekannter Verletzung übergeordneter Pflichten aus den Grundsätzen des Völkerrechtes begründet hat. Erkennt man eine Verletzung dieser Pflichten an, so kann für alle Rechtsfolgen, die aus dieser Verletzung zwischenstaatlicher Verpflichtungen und Bedingungen entstehen, nur der verantwortlich und haftbar gemacht werden, der sich ihrer schuldig gemacht hat. Danach würde also im vorliegenden Falle allein der badische Staat für eine Entschädigung der Aachinteressenten aufzukommen haben, soweit diesen in Zukunft aus der Donau versinkendes Wasser in einem, den durch die Entscheidung festzustellenden Ausgangszustand übersteigenden, Ausmaße nicht mehr zur Verfügung stehen würde.

Man vergegenwärtige sich auch hier einmal die Lage, wenn das ganze Einflußgebiet der Donauversinkungen unter einheitlicher Staatshoheit stünde. Wären dann durch die Verwaltungsmaßnahmen und ihre Folgen Schädigungen für die Donauanlieger eingetreten, so ist es in einem Rechtsstaate nicht anders denkbar, als daß für diese Benachteiligungen ein Ersatz geleistet werden müßte.

Ob aber überhaupt eine Entschädigung an die Aachunternehmungen für den Fall einzutreten braucht, daß sie durch einen künftigen Wasserentzug auf die Versinkungsmengen des Ausgangszustandes beschränkt werden, scheint mir noch nicht einmal unbedingt festzustehen. Im vorliegenden Falle handelt es sich immerhin um einen unverdienten Gewinn, bei dessen Nutzung die Nutznießer keineswegs ohne Kenntnis der auf der anderen Seite entstehenden Schäden gehandelt haben, für die sie insofern einen Teil der Verantwortung tragen, als durch ihre Vorstellungen die badische Regierung zum Eingreifen veranlaßt wurde. Würde es sich in der vorliegenden Streitsache lediglich um einen Streitfall aus dem bürgerlichen Rechtsleben handeln, so möchte ich nicht zweifeln, daß hier die Bestimmungen des bürgerlichen Rechtes hinsichtlich einer ungerechtfertigten Bereicherung mit Erfolg Platz greifen würden. Unter diesem Gesichtspunkte würde es z. B. auch der Stadt Tuttlingen möglich sein, Entschädigung zu verlangen für die ihr zur Last gefallenen großen Aufwendungen aus der Herstellung der Stauwehre, die sicher zur Hauptsache durch den vermehrten Wasserentzug erst nötig geworden sind.

Weiter entsteht in diesem Zusammenhange die Frage, ob man der Donau nicht eine größere Wassermenge in Trockenzeiten belassen muß, als dem Ausgangszustande entsprechen würde, weil unbestritten der Gemeingebrauch des Wassers an den Donaustrecken unterhalb der Versinkungsstellen seit der Ausgangszeit wesentlich zugenommen hat und gegenwärtig höher zu bewertende Rücksichten öffentlichen Wohles an der Donau wahrzunehmen sind, als es früher der Fall war. Daß aber diese Zwecke vor allem in ihrer Verbindung mit den Anforderungen der Landeskultur privatwirtschaftlichen Nutzungen vorzugehen haben, darüber dürfte ein Zweifel nicht bestehen.

Ob und in welchem Umfange für die in der Donau zu belassenden Wassermengen, die in Trockenzeiten über die bei Beginn der Ausgangszeit normalerweise vorhandenen hinausgehen, an die Aachinteressenten Entschädigung zu leisten sein würde, ist eine Frage, die hier nicht weiter behandelt werden soll.

In den Verhandlungen über die Donauversinkungen findet man auf seiten Badens immer wieder den Hinweis, daß es sich bei diesen Versinkungen um einen natürlichen Vorgang handele, derart, daß die unterirdische Verbindung zwischen Donau und Aach als natürlicher Wasserlauf anzusehen sei, und daß die Verwaltung nicht berechtigt sei, in die natürlich sich vollziehenden Vorgänge einzugreifen. Ludin läßt in seinem Gutachten die Frage unentschieden, ob man die vorhandene unterirdische Verbindung als unterirdischen Wasserlauf oder als Grundwasserstrom auffassen will; er bejaht lediglich den Rechtsanspruch der Aachinteressenten auf Entschädigung, falls durch Maßnahmen auf badischem oder württembergischen Hoheitsgebiet eine Verminderung der Versinkungsmassen eintreten würde. Mit der Auffassung des Schlußsatzes habe ich mich bereits auseinandergesetzt. Da aber durch Bejahung des Vordersatzes gewissermaßen eine Voraussetzung für die Berechtigung der Auffassung Ludins gegeben sein könnte, ist es nötig, kurz auf diesen zurückzukommen. Ich vermag die Wasserlaufeigenschaft des unterirdisch gewordenen, zur Aachquelle abfließenden Donauwassers nicht anzuerkennen, jedenfalls solange nicht der Nachweis erbracht ist, daß sich diese Wasser in einem einheitlichen, geschlossenen Bett fortbewegen worin ich die am meisten kennzeichnende Eigenschaft für einen Wasserlauf erblicken muß.

Das Bad. W. G. 13 rechnet, wie bereits erwähnt, diese unterirdischen ungeregelten Wasserzüge zu den geschlossenen Gewässern, die nicht Gegenstand der Verleihung von Nutzungsrechten sein können. M. E. ist aber auch die Frage über die rechtliche Einordnung des versunkenen Donauwassers völlig belanglos, weil anzunehmen ist, daß es, bevor es eine gewisse Grundwassereigenschaft angenommen hat, im Eigentum der Gemarkungsgemeinden gestanden hat und daß diese nach badischem Rechte als Verfügungsberechtigte über den Wasserschatz auch berechtigt — an anderen Stellen in Baden verpflichtet — sind, alle Maßregeln zu treffen, die jede gesetzlich nicht untersagte Nutzung, insbesondere den Gemeingebrauch zu sichern und zu fördern geeignet sind. Daß sie durch besondere Verordnungen für die Donau an diesem Rechte gehindert werden, ist aktenkundig. Man braucht sich auch hier nur einmal die Frage vorzulegen, zu welchem Urteile man in Baden kommen würde, wenn die Rollen der beiden Länder getauscht würden, um zu erkennen, daß alle angeführten Gründe zur Stützung des vorgegebenen Rechtes — dazu rechnet auch das Stichwort vom „natürlichen Vorgang“ seit unvordenklicher Zeit — für das Vorgehen kaum anders zu bewerten sind als ein Deckmantel für den Eigennutz des beatus possidens.

Wie man erkennt, handelt es sich um einen sehr verwickelten Fragenbereich, dessen Entscheidung unbedingt erforderlich ist, weil durch sie erst für alle weiteren Verhandlungen und auch für deren technische Auswertung der gesicherte Rechtsboden geschaffen werden muß.

Mit dieser Entscheidung ist aber weiter erst die eine Voraussetzung für die Regelung des Streitfalles geschaffen; auf ihrer Grundlage und über sie hinausgreifend muß dann die Neuregelung der gesamten Abflußverhältnisse an der Donau und der Aach einsetzen.

Hierfür sind zunächst die wasserwirtschaftlichen Voraussetzungen und Bedingungen in den beiden Flußgebieten näher zu untersuchen.

XII. Wasserwirtschaftliche Belange an der Donau und Aach und allgemeine Anforderungen an die Abänderungsvorschläge.

In allen bisherigen Veröffentlichungen waren zumeist die wasserwirtschaftlichen Belange, die an der Donau zu wahren sind, als weniger bedeutungsvoll hingestellt, ohne daß ihr Umfang und ihre Bedeutung, wenn auch nur allgemein untersucht worden wäre. Dagegen wurde meist, wie auch noch in den sonst recht objektiv erscheinenden Veröffentlichungen von Köbler (8, 21) die überragende Bedeutung der Aachinteressen stillschweigend vorausgesetzt.

Um hier zu einwandfreien Feststellungen zu gelangen, muß zunächst einmal ermittelt werden, wieweit die Versinkungen in der Donau sich in der Wasserwirtschaft des Donaugebietes und des Rheingebietes auswirken; ihr Einflußbereich ist also abzugrenzen.

Nach Abflußmenge und nach Höhenlage sind die Donau unterhalb der Einmündung des Lech und der Rhein bei seinem Austritt aus dem Bodensee ungefähr einander gleichzuwerten (Tafel 27).

Tafel 27.

Nr.	Ort	Niederschlagsgebiet qkm	Mittlere Abflußmenge m^3/sk	Kleinste Abflußmenge m^3/sk	Höhe des Mittelwassers über N.N. m	Jahres-Reihe
	Donau					
1	Oberhalb Immendingen	840	13	1	655	1888/1917
2	Tuttlingen	894	6	< 0,1	642	1911/1920
3	Scheer	2 150	32	2	555	1911/1918
4	Berg	4 002	34	4	491	1911/1918
5	Gögglingen, oberhalb der Iller	5 327	49	7	472	1911/1920
6	Ulm, unterhalb der Iller	7 578	103	30	465	1910/1919
7	Unterhalb der Mündung des Lech	19 384	(345)	(120)?	384	—
8	Ingolstadt	20 017	350	120 ?	364	1904/1911
	Aach					
9	Aach	9,5	9,0	1	483	—
	Rhein					
10	Austritt ans dem Bodensee	11 564	336	110	395	1900/1909

Bemerkung: Nur auf der oberen kürzeren Strecke ist das Gefälle der Aach stärker, im längeren Unterlauf dagegen sehr gering.

An beiden Flüssen ist an diesen Stellen die Wasserführung schon so groß und durch die Einwirkung der Alpenzuflüsse so weit ausgeglichen, daß eine etwa eintretende künstliche Beeinflussung durch die Donauversinkung keinerlei Bedeutung mehr hat.

Es ist deshalb gerechtfertigt, die Prüfung der Verhältnisse an der Donau auf die Strecke bis unterhalb der Iller-Einmündung und an der Aach bis zur Mündung in den Bodensee zu beschränken.

Die allgemeinen wasserwirtschaftlichen Belange, die durch eine Vermehrung der Donauversinkungen berührt werden, erfahren in gleicher Weise im Donau- wie im Aachgebiet fast ausschließlich eine Verschlechterung.

Das ist in erster Linie der Fall hinsichtlich der Erhaltung des Grundwasserstandes, der bei fortschreitender Versinkungsdauer im Donautale zum Nachteil für die Landeskultur und die Wasserversorgung des Gebietes absinken muß, während er an der Aach bereits jetzt eine unerwünscht hohe Lage hat. Ebenso werden die Bewässerungsmöglichkeiten beeinträchtigt, da im Donautale die Bewässerung der reichlich vorhandenen Kunstwiesen vornehmlich im Sommer und Herbst mit zunehmender Vollversinkung eingeschränkt werden muß; umgekehrt wird die Bewässerung der Aachwiesen infolge Verschlechterung der Vorflut ständig ungünstiger werden; wie der Augenschein gelegentlich der Bereisung im Jahre 1923 zeigte, versauerten die Wiesen bereits damals in größerem Umfange.

An der Donau muß weiter die Beseitigung von Abwässern mehr und mehr beeinträchtigt werden, wenngleich, solange die Tuttlinger Industrie nicht wesentlich wächst, bei dem mehr ländlichen Charakter des ganzen Gebietes die Gefahr nicht unmittelbar ist.

Schließlich mag noch erwähnt werden, daß unterhalb Ulms auf der Donau auch die Schiffahrt, wenn auch in geringem Umfange, durch die Versinkungen beeinträchtigt werden kann.

Von überragender Bedeutung sind aber auch an der Donau die privatwirtschaftlichen-energiewirtschaftlichen Interessen.

Es liegen an den württembergischen Strecken der Donau von Immendingen bis Ulm 22 Wasserkraftwerke mit einer mittleren Ausbauleistung von 2545 PS, in Baden die Immerdinger Maschinenfabrik mit 150 PS Leistung und auf preußisch-hohenzollernschem Gebiet fünf Werke mit 502 PS, zusammen also 28 Werke mit 3197 PS. Zwischen Ulm und der Lechmündung liegen keine Wasserkraftwerke, diese internationalisierte Strecke soll auch bei der weiteren Vergleichbetrachtung ausscheiden.

Demgegenüber finden sich an der Aach nach Ludin 26 Werke mit 2917 PS Ausbauleistung. Es ist also die Gesamtleistung wie die Leistung des einzelnen Werkes im Durchschnitt aller Werke an beiden Wasserläufen fast die gleiche. Bei der Bewertung dieser Tatsache wird man aber berücksichtigen müssen, daß die Donauwerke ohne die Tatsache der Versinkungen und, wenn nicht die ständige Unsicherheit wegen ihrer stets schneller wachsenden Zunahme vorhanden wäre, mit Sicherheit größer als bisher ausgebaut sein würden, daß dagegen umgekehrt die Aachwerke in Erwartung künftiger Zunahmen der Versinkung möglicherweise höher ausgebaut sind, als es ohne diese Erwartung der Fall sein würde.

Die gesamte Fallhöhe beträgt auf der Donau bis zur Jllermündung 190 m, an der Aach rd. 88 m, von denen bereits 55,1 m = rd. 60 v H ausgebaut sind. Gerechnet auf 1 m Flußgefälle sind also an der Donau bisher nur 16,8 PS, dagegen an der Aach bereits 33,2 PS ausgebaut, wiederum aber beträgt die Ausbaugröße für 1 m ausgebauten Gefälles an der Aach 53 PS und an der Donau auf der hohenzollernschen Strecke, die mittlere Verhältnisse aufweist, rd. 47,5 PS. Daraus geht unzweideutig hervor, daß der Ausbau an der Donau in weit höherem Grade noch steigerungsfähig ist als der an der Aach, und daß die auf 1 m Gefälle erzielbaren Leistungen besonders dann, wenn eine Zunahme der Versinkungen nicht mehr befürchtet zu werden braucht, nicht hinter denen an der Aach zurückzustehen brauchen.

Wird mit einem Ausbau von 50 bis 60 v H des Gesamtgefälles gerechnet, etwas weniger also als an der Aach, so ist mit dem für die ganze Donau zu kleinen Mittelwert von nur 47,5 PS je Meter ausgebauten Gefälles ein Ausbau von rd. 5000 PS als untere Grenze zu erwarten, d. h. also ein Wert, der an der Aach keinesfalls erreicht werden würde.

Man muß, wenn man ein zutreffendes Vergleichsbild erhalten will, den Einfluß der Versinkung auf die in wirtschaftlich angemessenen Grenzen entwickelten Wasserkräfte und nicht mit Rücksicht auf ihren gegenwärtigen Zustand untersuchen.

Dazu möge das nachstehende allgemeine Verfahren dienen.

Für die zu untersuchende Flußstrecke ergeben die Summen der zueinander gehörenden Ordinaten der bekannten Dauerlinie der Versinkungen und einer für den gegenwärtigen Zustand geltenden, also beobachteten Abflußmengendauerlinie die „Dauerlinie ohne Versinkung“ (s. d. Abb. 19).

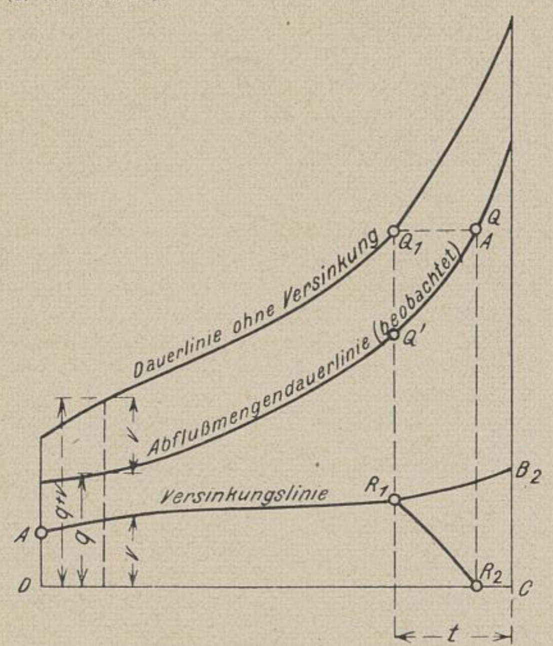


Abb. 19. Einwirkung der Versinkungszunahme auf die Wasserkraftnutzung.

Ist nun eine Wasserkraft auf die an „t“-Tagen im Jahre unterschrittene Wassermenge Q_1 ausgebaut und wird diese Abflußmenge durch die Versinkungen auf den Wert Q' vermindert, so bedeutet der Teil $A-R_1-R_2-D$ der ganzen Versinkungsfläche $A-B_2-C-D$ den Anteil an dem Versinkungswasser, der als Verlust für die Wasserkraft zu rechnen ist, wie sich sofort aus der Abbildung 19 ergibt.

Führt man die gleiche Untersuchung für einen geänderten zweiten Zustand der Versinkungen durch, so erhält man für diesen eine zweite Fläche $A'-R_1'-R_2'-D$. Der Unterschied beider Flächen ist dann gleich der Wassermasse, um die sich die vom Kraftwerk ausgenutzte oder ausnutzbare Wassermenge in dem Zeitraum vermindert hat, der zwischen Beginn und Ende der Feststellungen liegt.

Für die weitere Vergleichsuntersuchung kommt es nun weniger auf die Größe der ausbaufähigen Wasserkräfte an sich, als auf die Größe ihrer wahrscheinlichen Beeinträchtigung durch die Zunahme der Versinkung an. Es ist deshalb möglich, die ganze Untersuchung an einer Abflußmengendauerlinie durchzuführen, ohne daß sie an Zuverlässigkeit für die ganze Donaustrecke einbüßt. Zu dem Zwecke wurde die bereits in Abb. 17 mitgeteilte Abflußmengendauerlinie von Scheer benutzt; außerdem konnte noch die Beschränkung auf die Versinkungsmengen auf der Strecke Immendingen—Möhringen geübt werden, so daß sich das Ergebnis der Untersuchungen unbedingt auf der sicheren Seite findet.

Für die Untersuchungen ist ein Ausbau auf die dreimonatige = 90tägige Wassermenge und somit auf etwa jährliches Mittelwasser vorausgesetzt, was als durchaus wirtschaftlich angesehen werden darf. Unter diesen Voraussetzungen würden jährlich bei einer Versinkung auf der Strecke Immendingen—Möhringen, die dem Zustande vor etwa 40 Jahren entsprach, rd. 142 Millionen m^3 Wasser und zufolge der Zunahme der Versinkungen gegenwärtig jährlich rd. 202 Millionen m^3 an Wasser der Ausnutzung in den Wasserkraftwerken der Donau verlorengehen. Der Anfangswert entspricht einer gemittelten Wassermenge von 5,5 m^3/sk, der Endoder gegenwärtige Wert einer solchen von 7,6 m^3/sk. Der Verlustzuwachs in der Zeit seit Annahme des status quo beträgt rd. 2,1 m^3/sk im Jahresmittel. Die Zahlen sind eher zu niedrig als zu hoch.

Rechnet man nun mit rd. 50 v H Ausnutzung des Gefälles der Donau bis zur Iller = also rd. 95 m und mit nur 3000 Betriebsstunden der Werke an 300 Arbeitstagen für die Werke sowie ferner mit einem Turbinenwirkungsgrad von 80 v H und mit 1,5 PS-Turbinenleistung = 1 kW am Schaltbrett der Anlage, so ist der gegenwärtig jährlich auf der gesamten Donaustrecke gegenüber dem Ausgangszustand eintretende Verlust

$$= 2{,}1 \cdot \frac{3000 \cdot 300}{365} \cdot \frac{95 \cdot 10}{1{,}5} \cdot \frac{80}{75} = 3\,580\,000 \text{ kWh}$$

Nimmt man nun dagegen an, daß an der Aach ein Zuwachs von 1,5 m^3/sk in der gleichen Zeit eingetreten ist (s. d. Ausführungen im Abschnitt X), so beträgt der Gewinn der dort angesiedelten Kraftwerke gegenwärtig unter den gleichen Rechnungsvoraussetzungen jedoch mit dem tatsächlich ausgebauten Gefälle

$$= 1{,}5 \cdot \frac{3000 \cdot 300}{365} \cdot \frac{55{,}1 \cdot 10 \cdot 80}{1{,}5 \cdot 75} = 1\,485\,000 \text{ kWh}$$

Damit wäre also der Nachweis erbracht, daß durch die Versinkungszunahme eine auf der Donau durchaus wirtschaftlich mögliche Wasserkraftwirtschaft einen über den Gewinn an der Aach weit hinausgehenden Schaden erleiden würde. Der Kraftgewinn an der Donau würde nach Berücksichigung der Minderausbeute in den Aachwerken gegenwärtig 3,58—1,485 = 2,085 Millionen Kilowattstunden im Jahre betragen.

Daß die für die Aach eingesetzten Werte nicht zu gering bemessen sind, ergibt sich ohne weiteres durch einen Vergleich mit den bereits mitgeteilten Köblerschen Werten, nach denen nicht mehr als 1,5 Millionen kWh in Frage kommen werden.

Führt man mit Hilfe der Aach-Dauerlinie für 1917—1920 (nach Ludin) die gleiche Ermittlung durch, wie mit der Dauerlinie von Scheer für die Donau, so erhält man nur einen Ausfall von rd. 1,25 Millionen Kilowattstunden. Dieser geringere Wert dürfte darauf zurückzuführen sein, daß die angenommene Zahl von 3000 Betriebsstunden für die Aach zu klein ist und dort in der Tat überschritten wird. Das ist aber für den Vergleich belanglos, weil auch dann an der Donau mit gleichem Recht eine längere Betriebsdauer angenommen werden müßte.

Mit 1,25 Millionen kWh Gewinn an der Aach würde die mögliche Mehrleistung an der Donau auf rd. 2,33 Millionen kWh jährlich steigen.

Es ist nicht ohne Reiz, die Auswirkung der Zunahme der Donauversinkung in den letzten 40 Jahren auf die gegenwärtige Wasserkraftausnutzung in der Donau festzustellen. Leider fehlen mir für die völlig einwandfreie zahlenmäßige Beurteilung zum Teil die Unterlagen, doch lassen sich aus den Mitteilungen über die hohenzollerischen Wasserkraftwerke brauchbare Vergleichsschlüsse ziehen.

Diese Anlagen nutzen bei 502 PS Ausbaugröße ein Gefälle von 10,2 m aus. Da die Verhältnisse an der Donau wenig wechseln, und da sich dieser Wert auch wenig von dem für die Aach ermittelten Wert unterscheidet (an der Donau 47,5 PS je Meter Gefälle, an der Aach = 53 PS), so hat es keine Bedenken, ihn für die ganze Donaustrecke zugrunde zu legen. Berücksichtigt man weiter Immendingen nur mit ein Drittel seiner Ausbauleistung, weil es nur zum Teil von den Versinkungen benachteiligt wird, so ergibt sich an der Donau ein gegenwärtig zu berücksichtigendes ausgebautes Gesamtgefälle von

$$= \frac{\left(2545 + 502 + \frac{1}{3} \cdot 150\right) \cdot 10{,}2}{502} = \text{rd. } 63 \text{ m}$$

Für diese 63 m ausgebautes Gefälle errechnet sich aber unter den bisherigen Rechnungsvoraussetzungen infolge Zunahme der Versinkungen in den letzten 40 Jahren der gegenwärtige jährliche Leistungsausfall zu

$$\frac{63}{95} \cdot 3\,580\,000\,000 = 2\,380\,000 \text{ Kilowattstunden,}$$

er übertrifft also den in der gleichen Zeit an der Aach gestiegenen Leistungszuwachs gegenwärtig bereits um

$$2380 - 1\,485\,000 = 895\,000 \text{ Kilowattstunden}$$

im Jahre.

Aus den ganzen vorstehenden Untersuchungen, so allgemein gehalten sie auch im einzelnen sein mögen, geht mit aller wünschenswerten Deutlichkeit hervor, daß die vielfach, besonders von badischer Seite verbreitete Auffassung keineswegs stichhaltig ist, als ob an der Donau nur geringe und, gemessen an den Aach-Kräften, unwesentliche energiewirtschaftliche Belange in Frage kämen.

Ich fasse die bisherigen Ausführungen dahin zusammen,

daß die allgemeinen wasserwirtschaftlichen Belange an der 250 km langen, von den Versinkungen beeinträchtigten Donaustrecke bis zum Lech ganz unvergleichlich größer sind als an der nur 30 km langen Aach,

daß ferner an dieser durch die Zunahme der Versinkungen in den letzten 40 Jahren rein wasserwirtschaftlich fast ausschließlich Schädigungen, dagegen keine irgend beachtlichen Nutzwirkungen — abgesehen von der Wasserkraftnutzung — zu verzeichnen sind,

daß schließlich die Wasserkraftwirtschaft an der Donau im Gegensatz zu der vielfach verbreiteten Meinung wesentlich höher einzuschätzen ist als die an der Aach.

Daraus folgt endlich, daß der Schaden, der in den letzten 40 Jahren an öffentlichen und privaten wasserwirtschaftlichen Belangen durch die Zunahme der Versinkungen an der Donau eingetreten ist, den Nutzungszuwachs an der Aach in der gleichen Zeit wesentlich übersteigt. Der Grund hierfür ist auch noch darin zu finden, daß nicht alle versunkenen Wassermengen in der Aachquelle wieder austreten.

Alle Vorschläge und Pläne, die auf eine Neuregelung der Abflußverhältnisse an der Donau und an der Aach hinzielen, müssen demnach, wie sich aus den bisherigen Untersuchungen zwingend ergibt, der wasserwirtschaftlichen Bedingung genügen, daß bei Niedrigwasser und über Mittelwasser hinausgehend keinesfalls mehr Wasser nach der Aach hinübergeleitet wird, als gegenwärtig versinkt. Erst dann genügen die Pläne der Forderung, daß der gegenwärtige Zustand in Zukunft keine weitere Verschlechterung zu Lasten der Donau erfährt.

Den tatsächlichen und m. E. auch den rechtlichen Verhältnissen wird aber erst durch eine Lösung Rechnung getragen, die wenigstens den Hauptteil der Zunahme an Versinkungswassermengen, die für die letzten 40 Jahre festgestellt werden konnte, der Donau wieder zuweist.

Erst bei einer Wasserführung, die in der Donau oberhalb Immendingen oberhalb der Ausbaugrenze, d. h. der an etwa 90 Tagen im Jahre überschrittenen Abflußmenge liegt, das wären also rd. 16—18 m^3/sk, könnte man eine Vermehrung der Wasserverluste der Donau zugestehen, wenn anders eine solche Vermehrung sich ohne unwirtschaftlich hohe Aufwendungen für den Ausbau nicht vermeiden läßt. Man wird aber in diesem Falle zu beachten haben, daß sich dann wahrscheinlich auch größere Ableitungsschwierigkeiten in der Aach einstellen werden. (Fortsetzung folgt.)

Die Beanspruchung von Eisenbetonplatten auf torsionsfesten Unterzügen[1].

Von Dr.-Ing. **H. Craemer**, Düsseldorf.

Uebersicht: Die Platte wird durch parallele Schnitte in unendlich viele „Differentialbalken" zerlegt und die Kräfte in diesen Schnitten und den Schmalseiten der Platte vernachlässigt. Aus der Betrachtung der Drehwinkel einerseits der Unterzüge infolge Verschraubung, andererseits der Differentialbalken infolge Biegung ergeben sich Differentialgleichungen, deren Lösungen für verschiedenartige Belastungen einfeldriger Platten angegeben werden.

Aufgabe: In einem Aufsatz über Balken auf torsionsfesten Unterzügen[2]) hat der Verfasser gezeigt, in welcher Weise das Spannungsbild dadurch geändert wird, daß dieselben auf den Unterzügen nicht frei drehbar aufgelagert, sondern infolge des Torsionswiderstandes der Unterzüge dort eine elastisch drehbare Stützung erfahren. Auch Platten, die mit 2 oder mehr verwindungsfesten Unterzügen monolithisch verbunden sind, können sich über ihren Auflagern nicht frei verdrehen, sondern finden dort einen Widerstand[3]), der nach den Auflagern der Unterzüge hin zunimmt, da eben der Verwindungswinkel der letzteren nach dort hin geringer wird, so daß also auch die vom Unterzug auf die Platte übertragenen Einspannungsmomente sich längs desselben gesetzmäßig ändern und in der Nähe der Unterzugsauflager am größten sind; die von der Platte auf die Unterzüge übertragenen Biegungsmomente werden hierbei von diesen in Form von Torsionsmomenten an ihre Auflager abgeführt.

Die vorstehende Abhandlung will nun die statischen Verhältnisse von Platten auf verwindefesten Auflagern unter Zuhilfenahme von einigen Annahmen soweit klären, daß danach das Wesen der aus dem Verwindungswiderstand entstehenden Besonderheiten erkannt wird, ohne dabei den Anspruch auf Strenge im Sinne der mathematischen Elastizitätstheorie oder auf Entbehrlichmachung von Versuchen über die gewiß interessante und praktisch wichtige Aufgabe zu machen.

Annahmen: Bei Berechnung frei drehbar gelagerter über mehrere Stützen durchlaufender oder elastisch an 2 Stützen eingespannter Balken und Platten ist es allgemein üblich, die Senkungen zu vernachlässigen, die ihre Aufnahmeträger durch die Biegungsmomente erfahren, welche infolge der von den Längsträgern oder Platten auf sie übertragenen Lasten entstehen. Wir legen diese Hypothese, über deren Berechtigung das Schrifttum[4]) trotz der häufigen Anwendung dieser Trägersysteme recht spärlich ist, auch hier zu Grunde.

Ferner setzen wir wie bei Berechnung durchlaufender Platten mit Schneidenlagerung auch hier ungehinderte Einsenkung der Platte in den Schmalseiten voraus. Im allgemeinen ist diese jedoch dort durch die Hauptunterzüge gehalten; in der Nähe der Unterzugsauflager wird die folgende Theorie daher zu große Beanspruchungen ergeben; für Platten, deren Grundrißform sich dem Quadrat nähert und für die sich diese Ungenauigkeit daher weiter nach der Mitte zu bemerkbar macht, werden die Lösungen ebensowenig angewandt werden dürfen wie die Theorie der an den Langseiten frei drehbar gelagerten Platten.

Eine weitere Annahme, die die mathematische Behandlung der Aufgabe ermöglichen soll, besteht darin, daß wir die Platte d durch unendlich viele Schlitze senkrecht zu den Unterzügen in unendlich schmale Streifen zerlegen und an ihrer Stelle die so entstandene Schar von „Differentialbalken" betrachten. Da aber wegen der Verschraubung des Unterzugs in den verschiedenen Streifen ungleiche Auflagerdrehwinkel und damit verschiedene Einsenkungen entstehen, so müssen in diesen Schlitzen Spannungen bestehen, die jene Verschiedenheit der Deformationen auszugleichen bestrebt sind. Hier liegt also eine Ungenauigkeit, die besonders bei streifenförmiger Belastung das Ergebnis unzuverlässig machen wird. Uebrigens sind die beiden Annahmen der ungehinderten Einsenkung an den Schmalseiten und der Vernachlässigung der Schlitzkräfte, von den früheren Autoren[5]) stillschweigend ebenfalls gemacht worden. Unter ausdrücklicher Hervorhebung der Voraussetzungen und der dadurch gegebenen Einschränkungen ergibt sich daher der folgende

---

[1]) Aus der 1922 geschriebenen Danziger Dissertation des Verfassers.

[2]) Bauingenieur 1925, S. 954.

[3]) Siehe auch die Kritik der üblichen Rechnungsweise durch Langfritz in „Beton und Eisen" 1922, S. 258.

[4]) Leip, zur Frage der Lastverteilung bei Plattenbalkenkonstruktionen, „Beton und Eisen" 1915, S. 18.

[5]) Prof. Hager, Theorie des Eisenbetonbaus S. 229 nebst Berichtigung im Arm. Beton 1917, S. 18. — Dr.-Ing. Fruchthändler, Berechnung von Eisenbetonplatten unter gleichzeitiger Berücksichtigung von Kontinuität und teilweiser Einspannung. „Beton und Eisen" 1921, S. 184.

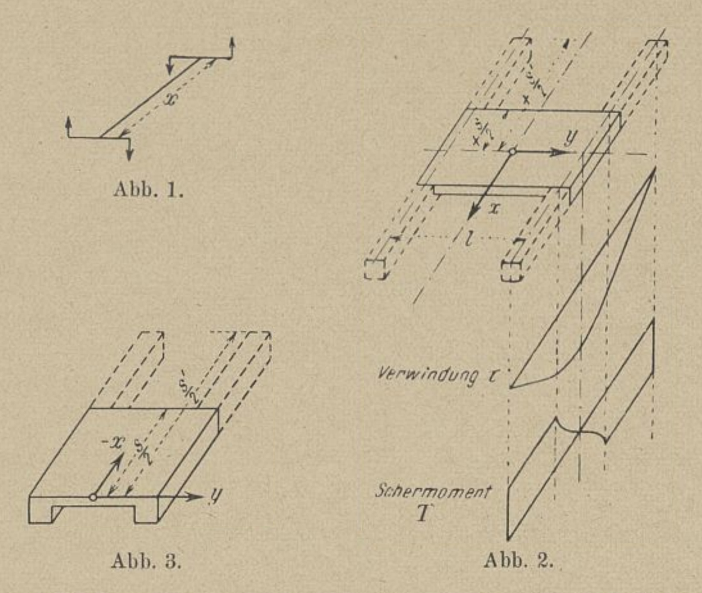


Abb. 1. Abb. 3. Abb. 2.

Lösungsweg: Der Verschraubungswinkel eines Unterzugs an einer bestimmten Stelle ist ausdrückbar als Funktion der gesamten in seinem Verlauf von den anschließenden Plattenstreifen auf denselben übertragenen, vorläufig unbekannten, Momente. Ferner ist der nach Größe und Sinn gleiche Auflagerdrehwinkel eines Differentialbalkens an dieser Stelle abhängig von den Einspannungsmomenten und der Belastung desselben. Bei Gleichsetzung ergeben sich daher ebenso viele Differentialgleichungen wie unbekannte Momentenfunktionen.

I. Grundgleichungen des tordierten Stabes.[6]

Ein gerader Stab von der Länge x (Abb. 1) erfährt unter der Wirkung eines quer zu seiner Achse angreifenden Moments eine Verdrehung des dem Beschauer zugekehrten Endquerschnitts gegen den ihm abgewandten um

$$\tau = \frac{Tx}{GJ_s},$$

wobei das an dem zugewandten Querschnitt angreifende Moment rechtsdrehend, das andere linksdrehend positiv gezählt wird; ferner sollen im folgenden alle Winkeländerungen im Sinne des Uhrzeigers als positiv angesehen werden.

Mit der Annahme $G = 0{,}4E$ und unter Anwendung einer von C. v. Bach angegebenen Formel läßt sich dies auch schreiben

1) $$\tau = \frac{Tx}{EJ_d},$$

wo

2) $$J_d = \frac{F^4}{100 J_{\text{pol}}};$$

eine etwaige Bestimmung von J_d nach anderen Formeln ändert nichts an der Anwendbarkeit der folgenden Ableitungen.

Schneidet man aus einem von Torsionsmomenten beanspruchten Stabe ein Stück dx heraus, so geht x in dx, τ in $d\tau$ über, während unter T das Moment der Schubspannungen in bezug auf den Querschnittsschwerpunkt (Schermoment) zu verstehen ist, und es wird

3) $$d\tau = \frac{T}{EJ_d}\,dx.$$

Greift quer zur Stabachse noch ein Moment t je Einheit der Stablänge, rechtsdrehend positiv gezählt, an, so sind die in den um dx voneinander entfernten Querschnitten wirkenden Schermomente um den Betrag $t\,dx$ verschieden; bei einer Fortschreitungsrichtung auf den Beschauer zu ist demnach

4) $$dT = -t\,dx;$$

ferner

$$d\,\frac{d}{dx} = \frac{dT}{EJ_d},$$

nach obigem also

5) $$\frac{d^2\tau}{dx^2} = -\frac{t}{EJ_d}.$$

Von dieser Gleichung werden wir bei Aufstellung der Differentialgleichung Gebrauch machen.

Die Randbedingungen, die bei Integration derselben Verwendung finden, richten sich nach der Lagerung der Unterzüge. Sind diese an ihren Enden gegen Verwindung fest eingespannt, so ist dort $\tau = 0$; leisten die Anschlußsysteme — Säulen, Hauptunterzüge usw. — dagegen einen elastischen Widerstand gegen Verdrehung der Endquerschnitte des tordierten Unterzugs von der Länge s derart, daß sie unter einem von diesem auf sie übertragenen Quermoment l um τ_a und τ_b nachgeben, so läßt sich dies dadurch berücksichtigen[7]), daß man an Stelle des elastisch angespannten Unterzugs einen solchen von der Länge $s' = s + a + b$ mit unverwindbar eingespannten Enden zugrunde legt, wo $a = EJ_d \cdot \tau_a$ und $b = EJ_d \tau_b$; denn auch bei diesem System erhalten die betrachteten Querschnitte unter einem Moment l nach Gleichung 1) die Verdrehung

$$\frac{a}{EJ_d} = \tau_a \text{ bzw. } \frac{b}{EJ_d} = \tau_b.$$

II. Platte auf zwei Unterzügen.

1. Belastung symmetrisch zur x-Achse und konstant längs derselben, s. Abb. 2. Dieser Fall soll als am häufigsten vorkommend ausführlich behandelt werden. Es sei m das Einspannmoment der Platte je Längeneinheit des Unterzugs, positiv, wenn es die Platte von oben gesehen hohl macht, i deren konstant vorausgesetztes Trägheitsmoment je Längeneinheit, τ der mit x veränderliche Verschraubungswinkel des linken Unterzugs, also auch der Drehwinkel der Auflagertangenten des an dieser Stelle anlaufenden Differentialbalkens, Ω der $6E \cdot i$-fache Drehwinkel der linken Auflagertangente des Freibalkens, d. h. der Auflagerdruck der M_o-fläche unter der gegebenen Belastung. Es ist dann

6) $$\tau = \frac{ml}{2Ei} + \frac{\Omega}{6Ei}$$

Bei zweimaliger Differentiation längs x erhält man, da Ω voraussetzungsgemäß nicht mit x veränderlich ist,

$$\frac{d^2\tau}{dx^2} = \frac{l}{2Ei} \cdot \frac{d^2m}{dx^2}.$$

Das auf den linken Unterzug übertragene Angriffsmoment ist, da m auf denselben linksdrehend wirkt, $t = -m$, so daß nach Gleichung 5)

$$\frac{d^2\tau}{dx^2} = \frac{m}{EJ_d};$$

aus den beiden vorigen Gleichungen erhalten wir also die Differential-Gleichung

7) $$m = \frac{lJ_d}{2i} \cdot \frac{d^2m}{dx^2}$$

Führt man als lineare Charakteristik

8) $$c = \sqrt{\frac{lJ_d}{2i}}$$

ein und setzt ferner

9) $$x = c\xi,$$

so wird

$$m = \frac{d^2m}{d\xi^2}.$$

Das allgemeine Integral einer Differential-Gleichung

$$y = a\frac{d^2y}{dx^2}$$

lautet

10) $$y = C_1 \cosh\frac{x}{\sqrt{a}} + C_2 \sinh\frac{x}{\sqrt{a}},$$

wie man sich durch Bildung der Ableitungen überzeugen kann. Im vorliegenden Falle ist die Lösung

11) $$m = A\cosh\xi + B\sinh\xi.$$

Ist das ganze System symmetrisch zur y-Achse und die Nachgiebigkeit der Anschlüsse durch Verlängerung des Unterzugs von s beiderseits um ein gleiches Maß auf s' berücksichtigt, so muß sich für $+x = +c\xi$ derselbe Wert von m ergeben wie für $-x = -c\xi$; wegen

$$\cosh\xi = \cosh(-\xi) \quad\text{und}\quad \sinh\xi = -\sinh(-\xi)$$

ist dies nur möglich, wenn

$$B = 0$$

ist. Dasselbe Ergebnis erhält man, wenn man das scherende Moment aus Gleichungen 4) und 10) zu $T = \int m\,dx$ oder

12) $$T = Ac\sinh\xi + Bc\cosh\xi + C$$

berechnet und bedenkt, das dasselbe für $\xi = 0$ verschwinden muß, was nur bei $B = C = 0$ möglich ist.

Mit den Abkürzungen

13) $$\sigma = \frac{s}{2c} \quad\text{und}\quad \sigma' = \frac{s'}{2c}$$

erhalten wir für den Verschraubungswinkel an der Stelle $x = \frac{s}{2}$ infolge des auf die Strecke $x = \frac{s}{2}$ bis $x = \frac{s'}{2}$ konstanten Schermoments

$$E\tau_\sigma = -\frac{T_\sigma}{J_d}\,\frac{s'-s}{2} \quad\text{oder}\quad E\tau_\sigma = -Ac^2 \cdot \frac{\sigma'-\sigma}{J_d}\sinh\sigma;$$

dieselbe Größe läßt sich aber aus den auf den Differentialbalken wirkenden Kräften angeben zu

[6]) Ausführliches hierüber in der eingangs angeführten Arbeit des Verfassers.

[7]) Sieh Fußnote [2]).

$$E\tau_\sigma = \frac{ml}{2i} + \frac{\mathfrak{L}}{6i} = \frac{l}{2i} A\cosh h\sigma + \frac{\mathfrak{L}}{6i}.$$

Erinnert man sich an die Bedeutung von c sowie daran, daß

$$m_s = -\frac{\mathfrak{L}}{3l}$$

das Einspannungsmoment eines fest eingespannten Plattenstreifens von gleicher Belastung und Spannweite ist, so findet man durch Gleichsetzung nach einigen Umformungen

$$A[\cos h\sigma + (\sigma' - \sigma)\sin h\sigma] = m_s,$$

und damit

14) $$m = m_s \frac{\cos h\xi}{\cos h\sigma + (\sigma' - \sigma)\cdot \sin h\sigma}.$$

Eine kleine Vereinfachung ergibt sich für Werte $\sigma > 6$, wo $\cos h$ und $\sin h$ vertauscht werden können, so daß man erhält

14a) $$m = m_s \frac{\cos h\xi}{(1 + \sigma' - \sigma)\cos h\sigma}$$

Bei unverwindbar eingespannten Unterzügen ist $s' = s$ und

15) $$m = m_s \frac{\cos h\xi}{\cos h\sigma}.$$

An den Enden der Unterzüge, wo $\xi = \sigma$, wird m gleich dem Moment m_s bei fester Einspannung, da die Auflagertangente wagerecht bleibt. In der Mitte der Aufnahmeträger, wo die entlastenden m am kleinsten sind, gilt

15a) $$m = \frac{m_s}{\cos h\sigma};$$

nach dieser Formel kann die Entlastung für die ganze Platte berechnet werden, wenn man schnell rechnen und auf der sicheren Seite bleiben will.

Sind die Unterzüge an einem Ende frei, s. Abb. 3, so bleibt die Differential-Gleichung und ihre Lösung dieselbe; es ändern sich nur die Randbedingungen. Wir legen in diesem Falle die y-Achse durch die freien Enden der Aufnahmeträger und bezeichnen mit $\frac{s}{2}$ bzw. $\frac{s'}{2}$ die ganze tatsächliche bzw. stellvertretende Stablänge. Am Stabende muß wegen $T = 0$ infolge Gleichung 4) auch $\int t\,dx$ und damit $\int m\,d\xi$ verschwinden, also nach Gleichung 11):

$$A\sin h0 + B\cos h0 = 0$$

werden; dies ist nur möglich für $B = 0$. Die Bestimmung von A ist dieselbe wie für beiderseitig eingespannte Unterzüge, da die Betrachtungen über das scherende Moment im Bereich $\sigma < \xi < \sigma'$ und den Drehwinkel τ_σ auch hier gültig bleiben. Mit den in den Abbildungen 2 und 3 angegebenen Bezeichnungen gelten also die Gleichungen 14) und 15) sowohl für einseitige als beiderseitige Einspannung.

Wie man sieht, erstreckt sich die Einspannung der Platte um so weiter nach deren Mitte zu, *je größer die Verwindungssteifigkeit der Unterzüge und die Plattenspannweite und je geringer das Trägheitsmoment der Platte und vor allem die Länge der Unterzüge ist.*

Beispiel: Es möge mit den Bezeichnungen der Abb. 2 sein: $s = 5{,}0$ m, $l = 2{,}0$ m; die Platte sei 8 cm stark, die Unterzüge 25/50 cm bis O. K. Platte, so daß $i = 42{,}5\ \text{cm}^3$ und nach Gleichung 2) $J_d = 75\,000\ \text{cm}^4$ wird.

Wir haben also $c = \sqrt{\frac{200 \cdot 75\,000}{2 \cdot 42{,}5}} = 420$ cm.

Die Einspannung der Unterzüge sei vollkommen. Gesucht seien die Plattenmomente infolge gleichmäßig verteilter Last in den Zehntelpunkten der Querträger, d. h. für $\xi = \pm 0, \pm 0{,}2\sigma, \pm 0{,}4\sigma, \pm 0{,}6\sigma, \pm 0{,}8\sigma$ und $\pm 1{,}0\sigma$. Mit den Zwischengrößen $\sigma = \frac{s}{2c} = 0{,}595$, $\cos h\sigma = 1{,}182$, $\cos h0{,}2\sigma = 1{,}007$, $\cos h0{,}4\sigma = 1{,}0285$, $\cos h0{,}6\sigma = 1{,}0645$, $\cos h0{,}8\sigma = 1{,}115$ und $m_s = -\pi\frac{l^2}{12}$ erhält man nach Gleichung 15) die Einspannungsmomente an den gesuchten Stellen zu

$$\frac{-\pi l^2}{12 \cdot 1{,}182} \cdot 1{,}000 = -0{,}0705\,\pi l^2$$
$$\frac{-\pi l^2}{12 \cdot 1{,}182} \cdot 1{,}007 = -0{,}0710\,\pi l^2$$
$$\frac{-\pi l^2}{12 \cdot 1{,}182} \cdot 1{,}0285 = -0{,}0725\,\pi l^2$$
$$\frac{-\pi l^2}{12 \cdot 1{,}182} \cdot 1{,}0645 = -0{,}0750\,\pi l^2$$
$$\frac{-\pi l^2}{12 \cdot 1{,}182} \cdot 1{,}115 = -0{,}0785\,\pi l^2 \text{ und}$$
$$\frac{-\pi l^2}{12 \cdot 1{,}182} \cdot 1{,}182 = -0{,}0835\,\pi l^2.$$

Die Momente in Plattenmitte ergeben sich durch Addition von $0{,}125\pi l^2$ hierzu wie folgt:

$$(0{,}125 - 0{,}0705)\,\pi l^2 = 0{,}0545\,\pi l^2$$
$$(0{,}125 - 0{,}0710)\,\pi l^2 = 0{,}0540\,\pi l^2$$
$$(0{,}125 - 0{,}0725)\,\pi l^2 = 0{,}0525\,\pi l^2$$

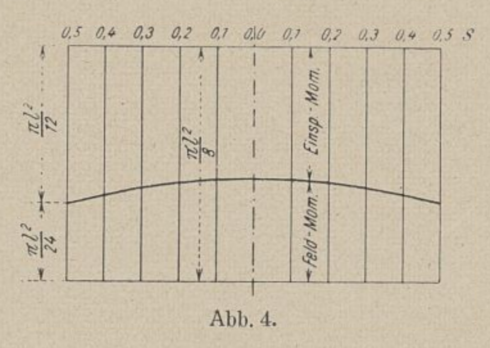


Abb. 4.

$$(0{,}125 - 0{,}0750)\,\pi l^2 = 0{,}0500\,\pi l^2$$
$$(0{,}125 - 0{,}0785)\,\pi l^2 = 0{,}0465\,\pi l^2$$
$$(0{,}125 - 0{,}0835)\,\pi l^2 = 0{,}0415\,\pi l^2$$

Abb. 4 gibt bildlich den Verlauf der einspannenden Wirkung des Unterzugs und zeigt die im vorliegenden, keineswegs abnorm gewählten Fall ganz erhebliche Abweichung von dem üblichen Wert $\pi\frac{l^2}{8}$.

2. *Unsymmetrische, längs x konstante Belastung, Unterzüge fest eingespannt.* Die von den Unterzügen auf den Differentialbalken übertragenen Biegemomente seien $m_1 dx$ und $m_2 dx$, positiv, wenn sie die Platte, von oben gesehen, konkav machen. Die Unterzüge erfahren also im Sinne von Gleichung 5) eine Belastung von $-m_1$ bzw. $+m_2$. Mit der aus II, 1 bekannten Bedeutung der Zeichen gilt nun für die positiven Drehwinkel der Unterzüge, wenn deren Senkungen außer Betracht bleiben,

$$E\tau_1 = \frac{m_1 l}{3i} + \frac{m_2 l}{6i} + \frac{\mathfrak{L}}{6i}$$

und

$$-E\tau_2 = \frac{m_1 l}{6i} + \frac{m_2 l}{3i} + \frac{\mathfrak{R}}{6i}.$$

Differentiert man zweimal nach x so wird

$$\frac{d^2(E\tau_1)}{dx^2} = \frac{l}{3i}\frac{d^2 m_1}{dx^2} + \frac{l}{6i}\frac{d^2 m_2}{dx^2}$$

und

$$-\frac{d^2(E\tau_2)}{dx^2} = \frac{l}{6i}\frac{d^2 m_1}{dx^2} + \frac{l}{3i}\frac{d^2 m_2}{dx^2}.$$

Für die Verschraubungswinkel der Unterzüge gilt ferner nach 5)

$$d^2(E\tau_1) = \frac{m_1 dx^2}{J_d} \quad \text{und} \quad -d^2(E\tau_2) = \frac{m^2 dx_2}{J_d}.$$

Eliminiert man $d^2(E\tau_1)$ und $d^2(E\tau_2)$ aus den letzten drei Gleichungen und führt $\eta = \frac{x}{a}$ ein, wobei diesmal $a^2 = \frac{lJ_d}{6i}$ ist, so erhält man

16a) $$2\frac{d^2 m_1}{d\eta^2} + \frac{d^2 m_2}{d\eta^2} - m_1 = 0$$

und

16b) $$\frac{d^2 m_1}{d\eta^2} + 2\frac{d^2 m_2}{d\eta^2} - m_2 = 0.$$

Es empfiehlt sich bei Auflösung dieser und der später auftretenden simultanen Differentialgleichungen, die Summen und Differenzen im Tragwerke symmetrisch liegender Unbekannten zu neuen Funktionen zusammenzufassen, wodurch sich die Rechnung erheblich vereinfacht. Man erhält so

$$3\frac{d^2(m_1 + m_2)}{d\eta^2} - (m_1 + m_2) = 0$$

mit der Lösung

$$m_1 + m_2 = A\cos h\frac{\eta}{\sqrt{3}} + B\sin h\frac{\eta}{\sqrt{3}}.$$

Zählt man die x bei einseitiger oder beiderseitiger Einspannung wieder in der in Abb. 2 und 3 gekennzeichneten Weise, so werden für $\eta = 0$ bei beiden Systemen die Schermomente $T_1 = 0$ und $T_2 = 0$, also auch $\int m_1 d\eta = 0$ und $\int m_2 d\eta = 0$ und damit

$$\int (m_1 + m_2)\,d\eta = 0.$$

Dies ist nach den unter II, 1 erörterten Gründen nur möglich, wenn $B = 0$. Bezeichnen wir mit m_{1s} und m_{2s} die Einspannungsmomente des fest eingespannten Balkens, so erhält man mit $\frac{s}{2a} = \rho$ bei unverwindbarer Einspannung der Unterzüge $m_1 s + m_2 s = A\cos h\frac{\rho}{\sqrt{3}}$, also

17) $$m_1 + m_2 = (m_{1s} + m_{2s}) \cdot \frac{\cos h\frac{\eta}{\sqrt{3}}}{\cos h\frac{\rho}{\sqrt{3}}}.$$

Durch Subtraktion aus Gleichungen 16a) und 16b) findet man nun weiter

$$\frac{d^2(m_1 - m_2)}{d\eta} - (m_1 - m_2) = 0$$

mit der Lösung

$$m_1 - m_2 = C\cos h\eta + D\sin h\eta.$$

Aus ähnlichen Gründen wird wieder

$$D = 0,$$

während $m_{1s} - m_{2s} = C\cos h\rho$ und daher

$$18)\qquad m_1 - m_2 = (m_{1s} - m_{2s})\frac{\cos h\eta}{\cos h\rho}$$

wird. Durch Zusammenfassung erhält man schließlich

$$19a)\qquad m_1 = \frac{m_{1s} + m_{2s}}{2}\,\frac{\cos h\frac{\eta}{\sqrt{3}}}{\cos h\frac{\rho}{\sqrt{3}}} + \frac{m_{1s} - m_{2s}}{2}\,\frac{\cos h\eta}{\cos h\rho}$$

und

$$19b)\qquad m_2 = \frac{m_{1s} + m_{2s}}{2}\,\frac{\cos h\frac{\eta}{\sqrt{3}}}{\cos h\frac{\rho}{\sqrt{3}}} - \frac{m_{1s} - m_{2s}}{2}\,\frac{\cos h\eta}{\cos h\rho}$$

Ist die Belastung symmetrisch, so kommt man mit

$$m_1 = m_2 = m \quad\text{und}\quad m_{1s} = m_{2s} = m_s$$

wieder auf die Gleichung 15 zurück.

3. Belastung symmetrisch zur x-Achse und längs dieser linear veränderlich (Erddruck),

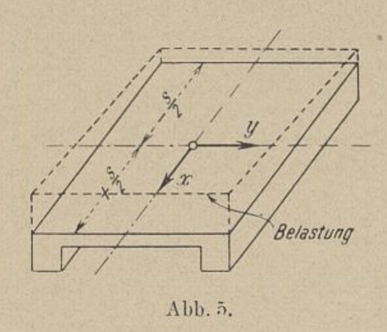


Abb. 5.

Unterzüge fest eingespannt. Da die zweite Ableitung des Drehwinkels Ω verschwindet, ergibt sich dieselbe Ausgangsgleichung wie in II, 1 und mit der Bedeutung von ξ wie in Gleichung 8) und 9)

$$20)\qquad m = A\cos h\xi + B\sin h\xi.$$

Da nur das Tragwerk, nicht aber die Belastung symmetrisch auf die y-Achse vorausgesetzt wird, s. Abb. 5, ist B nicht gleich Null. Vielmehr findet man, wenn m_{1s} und m_{2s} die für beide Unterzüge übereinstimmenden Anschlußmomente der Differentialbalken an den Stellen $\xi = \sigma$ und $\xi = -\sigma$ sind, wegen $\sin h(-\xi) = -\sin h\xi$

$$m_{1s} = A\cos h\sigma + B\sin h\sigma$$

und

$$m_{2s} = A\cos h\sigma - B\sin h\sigma;$$

die hieraus ermittelten Werte von A und B ergeben, in Gleichung 20) eingesetzt

$$21)\qquad m = \frac{m_{1s} + m_{2s}}{2}\,\frac{\cos h\xi}{\cos h\sigma} + \frac{m_{1s} - m_{2s}}{2}\,\frac{\sin h\xi}{\sin h\sigma}$$

Die Stelle x_0, wo m ein Kleinstwert wird, findet sich durch Bildung von $\frac{dm}{d\xi} = 0$ zu

$$x_0 = c\cdot \mathrm{arctg}h\left[\frac{m_{2s} - m_{1s}}{m_{1s} + m_{2s}}\cdot \mathrm{ctg}h\,\sigma\right]$$

Ist m_{2s} absolut größer als m_{1s}, so wird das Argument der $\mathrm{arctg}h$-Funktion und damit auch x_0 positiv; es erstreckt sich dann eben der Einfluß der stärkeren Belastung bis in die jenseitige Hälfte der Platte. Ist die Belastung längs x gleichmäßig verteilt, so erhält man mit $m_{1s} = m_{2s} = m_s$ wieder die Gleichung 15).

4. Streifenbelastung s. Abb. 6.

Differentialgleichung und Integrale ergeben sich wie in II, 1, also im belasteten Bereich

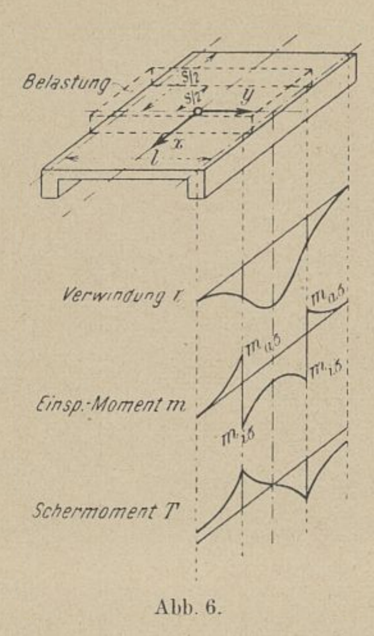


Abb. 6.

$$22a)\qquad m_i = A_i\cos h\xi + B_i\sin h\xi$$

und im äußeren Bereich $\sigma < \xi < \sigma'$

$$22b)\qquad m_a = A_a\cos h\xi + B_a\sin h\xi$$

Aus den bekannten Gründen wird wieder $B_i = 0$. Eine zweite Randbedingung erhält man daraus, daß an der Unstetigkeitsstelle $\xi = \sigma$ sich der Unterschied $(m_{i\sigma} - m_{a\sigma})$ aus der Betrachtung des an dieser Stelle eindeutigen und stetigen Verschraubungswinkels τ_σ einerseits aus den Gleichungen 22a) und 22b) zu

$$m_{i\sigma} - m_{a\sigma} = (A_i - A_a)\cos h\sigma - B_a\sin h\sigma$$

berechnen läßt, anderseits aber aus der Betrachtung der Differentialbalken kurz vor und hinter $\xi = \sigma$ zu

$$m_{i\sigma} - m_{a\sigma} = -\frac{\Omega}{3l} = m_s$$

ergibt.

Ferner kann sich an dieser Stelle das Schermoment T nur stetig ändern; vermöge Gleichung 3) muß also auch $\frac{d\tau}{d\xi}$ und wegen

$$\frac{d\tau}{d\xi} = \frac{l}{2Ei}\cdot\frac{dm}{d\xi}$$

auch $\frac{dm}{d\xi}$ dort stetig sein; wir erhalten demnach eine dritte Randbedingung aus

$$\left(\frac{dm_i}{d\xi}\right)_\sigma = \left(\frac{dm_a}{d\xi}\right)_\sigma$$

Die vierte Bestimmungsgleichung für die Konstanten findet sich aus der Bedingung, daß für $\xi = \sigma'$ bei voller Einspannung der Unterzüge wegen $\tau = 0$ auch $m_a = 0$ sein muß.

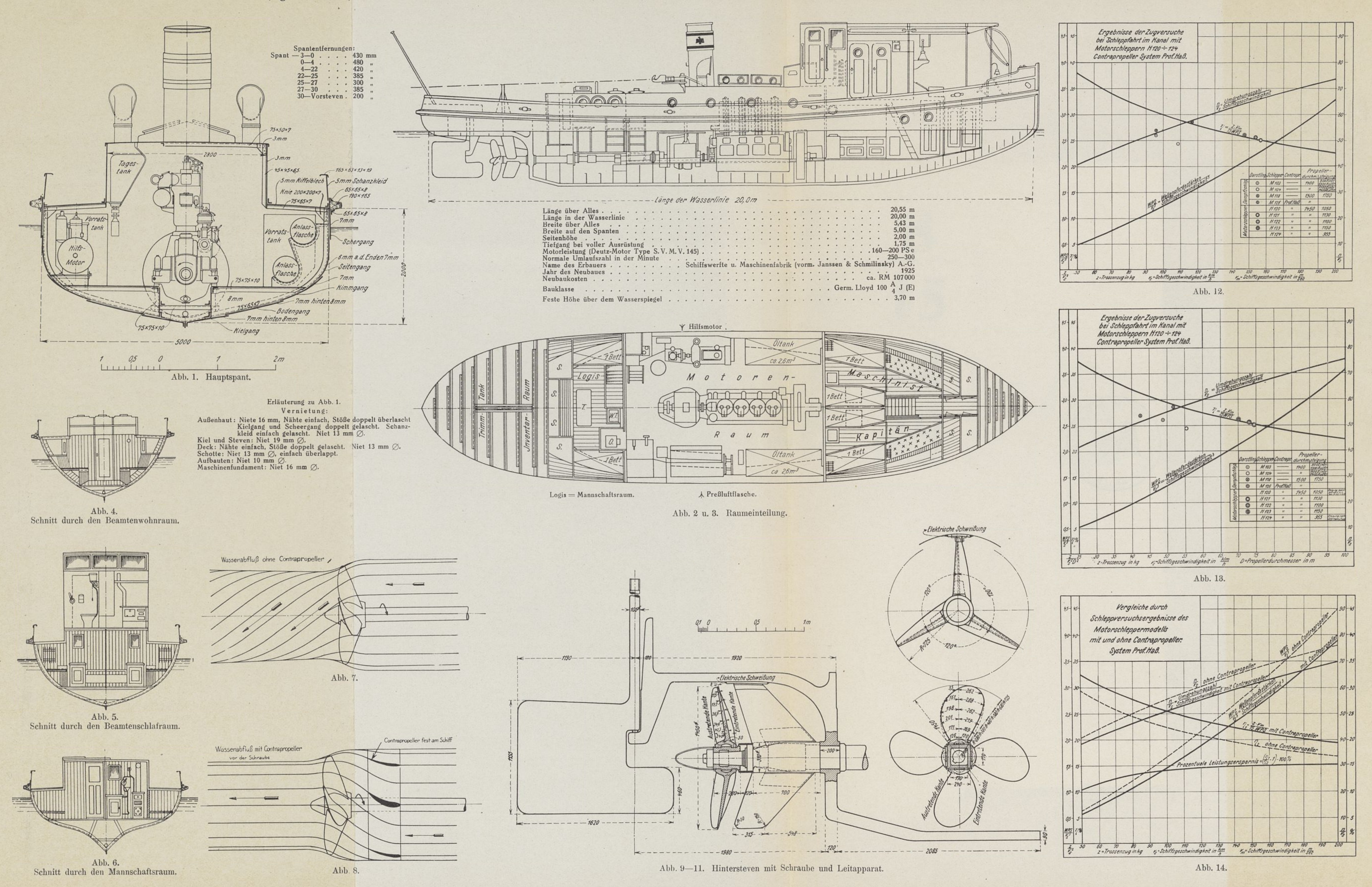
Man findet schließlich für den belasteten Teil

$$23a)\qquad m_i = m_s\frac{\cos h(\sigma' - \sigma)}{\cos h\sigma}\cos h\xi$$

und für den unbelasteten Teil

$$23b)\qquad m_a = -m_s\frac{\sin h\sigma}{\sin h\sigma'}\cdot\sin h(\sigma' - \xi).$$

Da aber an der Unstetigkeitsstelle $\xi = \sigma$ infolge der sprungweisen Aenderung von m und des Fortfallens der Belastung die Differentialbalken eine Senkungsverschiedenheit von endlicher Größe erfahren, die mit dem tatsächlichen Verhalten im Widerspruch steht, so ist den Ergebnissen wenigstens in der Umgebung dieser Stelle kein großes Gewicht beizulegen. Für Vollbelastung erhält man mit $\sigma' = \sigma$ wieder die Gleichung 15).



Spant	Spantentfernungen
—3—0	430 mm
0—4	480 „
4—22	420 „
22—25	385 „
25—27	300 „
27—30	385 „
30—Vorsteven	200 „

Abb. 1. Hauptspant.

Erläuterung zu Abb. 1.

Vernietung:

Außenhaut: Niete 16 mm, Nähte einfach, Stöße doppelt überlascht Kielgang und Scheergang doppelt gelascht. Schanzkleid einfach gelascht. Niet 13 mm ∅.
Kiel und Steven: Niet 19 mm ∅.
Deck: Nähte einfach, Stöße doppelt gelascht. Niet 13 mm ∅.
Schotte: Niet 13 mm ∅, einfach überlappt.
Aufbauten: Niet 10 mm ∅.
Maschinenfundament: Niet 16 mm ∅.

Länge über Alles	20,55 m
Länge in der Wasserlinie	20,00 m
Breite über Alles	5,43 m
Breite auf den Spanten	5,00 m
Seitenhöhe	2,00 m
Tiefgang bei voller Ausrüstung	1,75 m
Motorleistung (Deutz-Motor Type S. V. M. V. 145)	160—200 PSe
Normale Umlaufszahl in der Minute	250—300
Name des Erbauers	Schiffswerfte u. Maschinenfabrik (vorm. Janssen & Schmilinsky) A.-G.
Jahr des Neubaues	1925
Neubaukosten	ca. RM 107000
Bauklasse	Germ. Lloyd 100 $\frac{A}{4}$ J (E)
Feste Höhe über dem Wasserspiegel	3,70 m

Abb. 2 u. 3. Raumeinteilung.

Abb. 4. Schnitt durch den Beamtenwohnraum.

Abb. 5. Schnitt durch den Beamtenschlafraum.

Abb. 6. Schnitt durch den Mannschaftsraum.

Abb. 7.

Abb. 8.

Abb. 9—11. Hintersteven mit Schraube und Leitapparat.

Abb. 12.

Abb. 13.

Abb. 14.

Verlag von Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14.

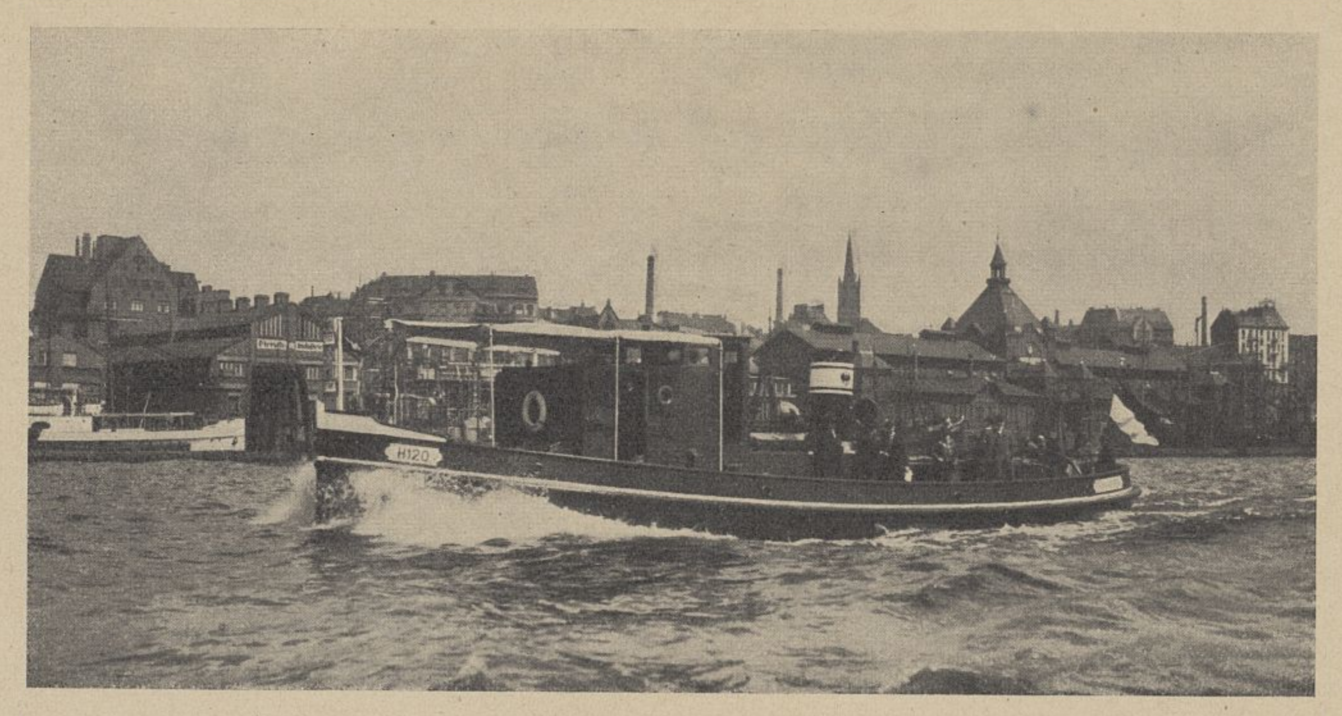


Abb. 1. Der Motorschlepper bei der Probefahrt auf der Elbe.

Die fünf Motorschlepper des Staatlichen Schleppmonopols.

Vom Regierungsbaurat **Foß,** Minden i. W.

Nachdem in den letzten Jahren vor dem Kriege für die Durchführung des Staatlichen Schleppmonopols auf den westlichen Wasserstraßen eine größere Anzahl von Schleppdampfern der verschiedensten Bauart teils angekauft, teils neu erbaut worden war, wurden im Jahre 1923 weitere 15 Dampfer[1]) in Dienst gestellt, die auf Grund der bisher gemachten Erfahrungen entworfen waren, und mit denen man glaubte, den Schleppdienst bewältigen zu können.

Aber bereits im Jahre 1923 hatte der Verkehr, besonders auf dem Rhein—Weser-Kanal, so zugenommen, daß die dem Staatlichen Schleppamt Hannover für seinen Bezirk zur Verfügung stehenden 34 Schleppdampfer nicht mehr ausreichten. Es mußten daher zeitweise Privatschlepper zur Unterstützung angemietet werden. Infolge der weiter fortschreitenden Entwicklung des Verkehrs wurde dann von dem Reichsverkehrsministerium die Beschaffung von 5 weiteren Schleppfahrzeugen im Rechnungsjahre 1924 genehmigt.

Während bisher fast ausschließlich Dampffahrzeuge im Betriebe des Schleppmonopols verwendet worden waren, erschien es trotz der günstigen mit den Einheitsdampfschleppern erzielten Betriebsergebnisse geboten, die Frage zu prüfen, ob nicht für die neuen Schlepper solche mit Antrieb durch kompressorlose Dieselmotoren zu wählen waren.

Bestimmend hierfür war neben den in den letzten Jahren erzielten günstigen Ergebnissen mit derartigen Motoren im Schiffsbetriebe der Umstand, daß im Bereich des Schleppamts Hannover die für den Dampferbetrieb benötigten Kohlen infolge des weiten Transportweges und mehrmaligen Umschlagens wesentlich teurer sind als im Bezirk des Schleppamts Duisburg-Ruhrort, wo die Kohlen unmittelbar von den Gruben entnommen werden können. Infolgedessen können in jenem Bezirk mit Dampfern nicht die wirtschaftlich gleich günstigen Betriebsergebnisse wie in diesem erzielt werden.

Da auch eine weitere bedeutende Ersparnis im Betriebe von Motorschleppern dadurch erzielt werden kann, daß der für die Bedienung der Kesselanlage benötigte Heizer fortfällt, wurde das Staatliche Maschinenbauamt Minden beauftragt, für die für den Bezirk Hannover zu beschaffenden 5 neuen Schleppfahrzeuge einen Entwurf für Motorschlepper aufzustellen.

Wegen der mit den Einheitsdampfschleppern erzielten außerordentlich günstigen Betriebsergebnisse sollten die neuen Schlepper jenen in Bauart und Leistung möglichst entsprechen.

Da die Schiffswerft und Maschinenfabrik (vorm. Janssen & Schmilinsky) A.-G. zu Hamburg einen mit einem kompressorlosen Dieselmotor der Deutzer Motorenfabrik von 160 PS_e Leistung ausgerüsteten Hafenschlepper im Jahre 1924 in Betrieb genommen hat, der im allgemeinen den vorstehenden Anforderungen entspricht, wurde seitens der Bauverwaltung eine eingehende Besichtigung und Prüfung dieses Fahrzeuges vorgenommen. Infolge der hierbei festgestellten in jeder Beziehung befriedigenden Ergebnisse wurde der genannten Werft in Verbindung mit der Deutzer Motorenfabrik A.-G. zu Köln-Deutz der Auftrag auf den Bau der fünf neuen Motorschlepper übertragen.

I. Beschreibung der Fahrzeuge.

Die Entwurfsbearbeitung erfolgte unter Zugrundelegung des von dem Staatlichen Maschinenbauamt Minden im Benehmen mit dem Staatlichen Schleppamt Hannover aufgestellten Vorentwurfs durch die Schiffswerft Janssen & Schmilinsky in ständiger engster Fühlungnahme mit dem Maschinenbauamt.

Infolge des Fortfalls der Kesselanlage und der dadurch verursachten Raumersparnis konnte das Fahrzeug etwas geringere Abmessungen erhalten als die Einheitsschlepper.

Die Hauptabmessungen für die Motorschlepper wurden demgemäß wie folgt festgelegt: Länge über alles 20,55 m, Länge zwischen den Loten 18,50 m, Breite auf Spanten 5,00 m, Seitenhöhe 2,00 m, Tiefgang 1,75 m.

Durch diese etwas gedrungenere Bauart ist eine größere Beweglichkeit in dem engen Kanalprofil gewährleistet. Der geringere Tiefgang ermöglicht eine bessere Verwendung der Schlepper auch auf der Weser bei geringeren Weserwasserständen.

Die Schlepper sind nicht für eine höchste Leerfahrtgeschwindigkeit, sondern für höchste Schleppleistung bei einer Fahrtgeschwindigkeit von 5 km je Stunde erbaut worden.

Um zum Schutz der Kanalsohle und zur Erzielung der verlangten Schleppleistung den Schraubenwasserstrom möglichst axial nach hinten abzuleiten, sind die Fahrzeuge mit einem Kontrapropeller System Haß ausgerüstet. Zum Schutze der Schraube gegen Aufschlagen auf die Kanalböschung ist das Heck als überragendes Kreuzerheck ausgebildet.

Da die Motorschlepper auch zum Aufbrechen von Eis bis zu 15 cm Stärke Verwendung finden müssen, besitzen die Fahrzeuge ein zum Eisbrechen geeignetes, hochgezogenes Vorderschiff mit starkem Kiel und Vorsteven mit Eiswulst.

Das Schiffsgefäß ist aus bestem deutschen Siemens-Martinstahl erbaut und hat für die Materialstärken mindestens die Klasse: Germanischer Lloyd 100 $\underset{4}{A}$ J (E) erhalten. Darüber hinaus sind mit Rücksicht auf den Verwendungszweck der Fahrzeuge bedeutende Verstärkungen vorgenommen worden, insbesondere unter der Motorenanlage.

Die Stärke aller Verbandteile ist aus der Zeichnung des Hauptspants (Tafel 1 Abb. 1) ersichtlich.

Die Raumeinteilung ist aus dem Uebersichtsplan der Schlepper Tafel 1, Abb. 2—6 zu ersehen. Es ist überall auf genügend großen und gut gelüfteten Raum Wert gelegt.

Für die Beheizung der Motorschlepper ist an Stelle der sonst auf Schiffen meist üblichen Mittel- oder Hochdruckdampfheizung eine Niederdruck-Schwerkraft-Warmwasserheizungsanlage System Narag-Classic eingebaut worden. Warmwasserheizung wurde an Stelle

[1]) Vgl. Ebelt, Die Einheitsschlepper des Staatlichen Schleppmonopols. Z. d. V. d. I., Bd. 69, Nr. 12 vom 21. März 1925.

einer Dampfheizung gewählt, nicht nur, weil sie sich mit wesentlich geringerem Raumbedarf unterbringen ließ, sondern vorwiegend deshalb, weil sie von namhaften Aerzten und Hygienikern, wie auch von ersten Autoritäten auf dem Gebiete des Heizungswesens als die gesundeste, vorteilhafteste Heizung für Wohnräume bezeichnet wird. Wegen ihrer milden und der Gesundheit zuträglichen Wärme erscheint Warmwasserheizung besonders für die Beheizung der engen Wohnräume auf Schiffen gut geeignet.

Da es unbedingt vermieden werden sollte, in dem mit Gasen geschwängerten Maschinenraum offenes Feuer zu unterhalten, ist der Warmwasserkessel in dem hinteren Mannschaftsraum aufgestellt worden.

Zur Wassererwärmung dient ein gußeiserner Kleinkessel der Nationalen Radiator Gesellschaft m. b. H. in Berlin W 66 (Naragofen) von 1,0 m² Heizfläche.

Der Naragofen entspricht in seinem Aeußeren wie in seiner Bedienung den bekannten gußeisernen Dauerbrandöfen. Die Ofenwände sind aber nicht voll gegossen, sondern mit zahlreichen, fingerdünnen senkrechten Kanälen versehen, in denen das zum Betriebe der Heizung notwendige Wasser erwärmt wird. Oben und unten sind diese Kanäle durch je einen hohlen gußeisernen Sammelring miteinander in Verbindung gebracht. Durch das in den Kanälen ständig fließende Wasser ist gleichzeitig eine vorzügliche Kühlung der Ofenwände gewährleistet. Der Füllraum des Ofens ist so groß bemessen, daß bei normalem Betriebe eine einmalige Beschickung mit Brennstoff bis zu 8 Stunden ausreicht.

Die Erwärmung der zu beheizenden Räume (Aufenthalts- und Schlafräume, Motorenraum und Steuerhaus) geschieht durch gußeiserne glatte Radiatoren Modell „Classic".

Die Classic-Radiatoren sind je nach der Größe des zu beheizenden Raumes in vier- oder sechssäuliger Ausführung aufgestellt worden. Da sie, wie die Kanäle in den Wänden des Naragofens aus Röhren mit sehr kleinem Lichtdurchmesser bestehen, besitzen sie eine sehr große für die Wärmeabgabe nutzbringend verwertbare Oberfläche.

Mit der Heizungsanlage können bei einer Außentemperatur von — 15° C die Wohnräume auf + 20° C und die übrigen Räume auf + 10° C erwärmt werden.

Die Beleuchtung sämtlicher Räume wie auch der Positionslaternen erfolgt von einer elektrischen Stromerzeugungsanlage aus.

Als solche ist eine „B. u. B."-Lichtanlage der Firma Bohn & Kähler A.-G. zu Kiel eingebaut worden.

Diese Anlage besteht aus einer Motordynamo, einem Schaltkasten und einer Akkumulatorenbatterie.

Die Motordynamo nebst Schaltkasten und Verteilungsschalttafel ist in dem oberen Vorraum zum Niedergang zu den vorderen Wohnräumen aufgestellt worden, während die Batterie in einem auf dem Maschinenraumaufbau hinter dem Steuerhaus aufgestellten Kasten aus Teakholz untergebracht ist.

Der Motor ist ein Zweitakt-Benzinmotor mit Kurbelkastenspülung, der mit einer Gleichstrom-Nebenschlußdynamo unmittelbar gekuppelt ist. Das Dynamogehäuse, das den Schaltkasten trägt, ist an das Motorengehäuse angeflanscht.

Die Dynamo besitzt eine Leistung von 1,5 KW und ist für eine veränderliche Spannung von 32/45 Volt gebaut. Die Betriebsspannung, mit der der Strom aus der Batterie entnommen wird, beträgt 32 Volt. Diese Spannung ermöglicht einmal eine Ladung der Batterie ohne jede Aufsicht, ferner ergibt sie eine billige Akkumulatorenbatterie, da nur 16 Zellen erforderlich sind. Die Batterie ist Fabrikat der Hagener Akkumulatorenfabrik Hagen i. W. Die Zellen sind in Hartgummigefäße eingebaut. Die Batterie hat eine Kapazität von 109 Amperestunden bei zehnstündiger Entladung. Die höchstzulässige Entladestromstärke beträgt 27 Ampere.

Zwecks Ingangsetzens der Motordynamo wird die Dynamo so geschaltet, daß sie von der Batterie Strom erhält und als Motor läuft. Hierdurch wird auch der Benzinmotor in Gang gesetzt, der nach Einsetzen der Zündungen auf seine normale höhere Drehzahl hinaufgeht. Dabei erhöht sich die Spannung der Dynamo über die Batteriespannung, und es fließt nun der von ihr erzeugte Strom in die Batterie und diese wird dadurch aufgeladen. Sobald die Batteriespannung auf 45 Volt gestiegen ist, wird der Magnetapparat des Benzinmotors durch ein Relais kurzgeschlossen und somit außer Betrieb gesetzt. Der Motor bleibt infolgedessen stehen. Es läuft also die Anlage, nachdem sie in Betrieb gesetzt ist, ohne weiteres so lange, bis die Batterie aufgeladen ist.

Die Beleuchtungsanlage, insgesamt 21 Brennstellen, ist in drei Stromkreise eingeteilt, und zwar für Wohnräume, Motorraum und Positionslaternen, die sämtlich von einer neben der Lichtmaschine aufgestellten Verteilungstafel zu schalten sind. Es sind durchweg Metalldrahtlampen von 25 H. K. eingebaut, die mit Swanfassung in die Beleuchtungskörper eingesetzt sind. Wo erforderlich, sind die Glühlampen gegen Beschädigungen mit Schutzkörben versehen.

II. Die Motorenanlage.

a) Hauptmotor mit Zubehör.

Für den Antrieb der Motorschlepper ist im Motorenraum auf sehr kräftigem Fundament ein kompressorloser Dieselmotor der Deutzer Motorenfabrik A.-G. Köln-Deutz aufgestellt. Der Motor ist ein nach dem Viertakt-Verfahren arbeitender Vierzylindermotor von dem Typ VM. Dieser Motor ist bereits für Schiffsbetriebe mehrfach verwandt und in Fachzeitschriften eingehend beschrieben worden[2]), so daß seine Bauart und Wirkungsweise als allgemein bekannt vorausgesetzt werden kann.

Es sei daher im folgenden nur eine kurze Beschreibung der gesamten Motorenanlage gegeben.

Die Zylinder haben eine Bohrung von 280 mm, einen Hub von 450 mm und leisten in der Vierzylinderanordnung bei 250 Umdrehungen 160 PS_e wobei eine Ueberlastbarkeit von 30 v H möglich ist, ohne daß der Brennstoffverbrauch übermäßig ansteigt. Die Maschine ist nicht direkt umsteuerbar, sondern treibt die Schiffsschraube über ein Wendegetriebe.

Da der Motor beim Anlassen mit Luft im Zweitakt gesteuert wird, vermag er praktisch von jeder Stellung anzulaufen, so daß ein Drehen des Motors von Hand nicht nötig ist.

Das für die Umsteuerung der Schraube eingebaute Wendegetriebe ist so ausgebildet, daß die Kraftleistung bei Rückwärtsfahrt durch drei als Stirnräder ausgebildete Räderpaare geleitet wird, die so stark bemessen sind, daß selbst bei einer Rückwärtsfahrt von einer halben Stunde und mehr stärkere Erwärmungen nicht auftreten. Durch weitgehende Verwendung von Kugellagern werden Erwärmungen der Lager völlig vermieden.

Bei Vorwärtsfahrt ist die Maschinenwelle mit der Propellerwelle unmittelbar gekuppelt. Die Bedienungshebel sowohl des Wendegetriebes wie des Motors können sowohl im Maschinenraum wie vom Steuerhaus betätigt werden.

Für das Anlassen des Motors sind zwei Anlaßflaschen von je 250 Liter Inhalt vorhanden, die durch einen an den Motor unmittelbar angebauten Kompressor mit Druckluft bis 25 Atm. aufgefüllt werden.

Bei nicht zu kalter Maschine springt der Motor noch bei Anlaßdrücken von 8 Atm. an, so daß der Luftvorrat als überaus reichlich zu betrachten ist. Es ist möglich, ohne Aufpumpen den Motor dreißigmal hintereinander anzulassen.

Das Kühlwasser für die Kühlung der Zylinder wird durch eine direkt an den Motor angebaute Kolbenwasserpumpe mit einer Stundenleistung von 5,6 m³ gefördert.

Eine zweite Pumpe dient als Lenzpumpe, wobei die Einrichtung so getroffen ist, daß die beiden Pumpen mit Hilfe von Drehschiebern wechselseitig gegeneinander ausgetauscht werden können.

Bei den auf dem Prüffeld der Deutzer Motorenfabrik vorgenommenen Abnahmeversuchen wurden Dauerfahrten ausgeführt und gleichzeitig Brennstoffmessungen vorgenommen. Die Belastung der Motoren erfolgte durch Gleichstromdynamos, die auf das Betriebsnetz geschaltet waren. Die Dauerfahrten wurden mit der Normalleistung der Motoren von 160 PS_e ausgeführt und im Anschluß daran die Motoren für etwa eine halbe Stunde mit 20 v H gleich 192 PS_e überlastet. Als Brennstoff wurde Gasöl mit einem spezifischen Gewicht von etwa 0,850 verwandt. Die angestellten Brennstoffmessungen ergaben einen Brennstoffverbrauch von durchschnittlich 0,172 bis 0,175 kg/PS_e/Std. Die Verbrennung der Maschinen war bei allen Belastungsstufen eine gute, der Auspuff völlig unsichtbar und geruchlos.

Während der ganzen Dauer der Versuche wurden an allen vier Zylindern der Motoren fortlaufend Diagramme genommen, die durchweg ein gleichmäßiges Arbeiten der Maschinen erkennen ließen.

b) Brennstoffbehälter und Rohrleitungen.

Für die Unterbringung der für den Betrieb erforderlichen Brennstoffmengen sind im Motorenraum an B. B. und St. B. symmetrisch zueinander je ein Hauptölbehälter von je 2,6 m³ Inhalt aufgestellt, die für etwa 150 Fahrstunden ausreichen. Die beiden Behälter werden von Deck aus gefüllt und sind durch eine Rohrleitung miteinander verbunden, aus der der Brennstoff durch eine Pumpe abgesaugt und in einem 500 Liter fassenden auf B. B. angeordneten Tagesbehälter gedrückt wird. An diesem befindet sich ein Schlammtrog, um festere Oelrückstände von der zum Filtertopf führenden Rohrleitung fernhalten zu können. Vom Filtertopf wird das Gasöl der Brennstoffpumpe zugeführt.

Um im Notfall von einem Schlepper an einen anderen Brennstoff abgeben zu können, ist eine Ueberpumpvorrichtung in die Fahrzeuge eingebaut worden.

Für das Schmieröl ist ein für 300 Fahrstunden ausreichender Schmierölbehälter vorgesehen. Ein Schmierölsammelbehälter zur Rückgewinnung des Lecköls ist vorhanden.

---

[2]) Sieh Schiffbau 1925, S. 602 u. ff.: Müller, Der kompressorlose Schiffsdieselmotor.

Die Rohrleitungen sind für Kühlwasser aus Kupfer, für Brennstoff, Druckluft und Auspuff aus Eisen und an den tiefsten Stellen mit Entwässerungsschrauben versehen.

c) Hilfsmaschinen.

Um im Falle des Undichtwerdens der Anlaßflaschen oder des längeren Schadhaftwerdens des Maschinenkompressors stets die sichere Möglichkeit zum Anfahren der Motoren zu besitzen, ist im Maschinenraum zur Aushilfe ein kleiner Demag-Kompressor mit einer stündlichen Ansaugeleistung von 19 m³ und einem höchsten Kompressionsdruck von 30 Atm. aufgestellt worden.

Angetrieben wird der Kompressor durch einen unmittelbar mit ihm gekuppelten Deutzer kompressorlosen Zweitakt-Dieselmotor Bauart PM 117, der bei 550 Umdrehungen in der Minute 6 PS_e leistet.

Mit diesem Motor ist gleichfalls unmittelbar eine einstufige Niederdruckkreiselpumpe der Atlaswerke, Bremen, gekuppelt, die zu Bergungs- und Feuerlöschzwecken verwandt werden kann.

Diese Pumpe leistet bei 550 minutlichen Umdrehungen 60—80 m³/h auf etwa 6—7 m manometrische Förderhöhe.

III. Modellversuche.

Die Aufgabe, Kanal-Motorschlepper mit einer hochtourigen Schraube von 250 und mehr Umdrehungen in der Minute zu bauen, erforderte ein sorgfältiges Studium der Antriebsverhältnisse, wie sie bei solchen Schiffen wegen der hohen Anforderungen bestehen, die die Fahrt im Kanal stellt.

Bevor daher an die Bauausführung der Fahrzeuge nach Aufstellung der Entwürfe herangegangen wurde, wurden in der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt eingehende Modellversuche angestellt.

Diese Versuche wurden nicht nur in tiefem Wasser, sondern auch in einem Kanalprofil ausgeführt, das dem wirklichen Profil modellähnlich nachgebildet war.

Zunächst wurde nun die für die Ausführung gewählte Schiffsform mit dem für die Schraube vorgesehenen Tunnel auf ihren Widerstand untersucht und sowohl auf tiefstem Wasser wie im Kanalprofil geschleppt.

Hierbei wurde das aus Paraffin im Maßstab 1 : 10 hergestellte Schiffsmodell mit Ruder, aber ohne Schraube, zunächst im Vorbassin durch Gewichtsbelastung auf den vorgeschriebenen Tiefgang gebracht und vermittels Trimmnadeln auf der Konstruktionswasserlinie ausgetrimmt und sodann im Hauptbassin mit der Meßvorrichtung in Verbindung gebracht.

Wenn es auch bei einem Schlepper nicht so sehr auf seinen Eigenwiderstand ankommt, da er nur einen Bruchteil des Widerstandes des Schleppzuges darstellt, so kann doch, wenn dieser Widerstand erheblich auf flachem Wasser anwächst und namentlich, wenn der Sog der Schraube infolge ungünstiger Schiffsform und beschränkten Wasserzuflusses diesen Widerstand noch erheblich vergrößert, eine merkbare ungünstige Beeinflussung der Antriebsverhältnisse hervorgerufen werden.

Die gute Wirkung dieser Leitschraubenanordnung beruht auf der Aufhebung der Zirkulationskomponente des aus dem Propeller tretenden Wasserstrahls. Es wird diese erreicht durch die Anordnung von Leitflächen ähnlichen Körpern, die wie der Propeller auf einer Nabe angeordnet und vor diesem am Schiffe befestigt sind. Durch diese radial gestellten Leitflächen wird dem zufließenden Wasser, das als geschlossener Schraubenstrahl gedacht ist, eine Ablenkung aus der axialen Zuflußrichtung gegeben, die sich zwangsweise zu einer Zirkulation um die Strahlachse ausbildet.

Die schematischen Abbildungen 7 und 8 auf Tafel 1 zeigen die Wirkung dieser Leitflächen. In der Abb. 7 ist der Verlauf der Wasserfäden in einer gewöhnlichen Schraube, die keinen Leitapparat besitzt, darstellt. Das Wasser tritt hier mit einer starken Zirkulation aus dem Propeller aus. In Abb. 8 ist dem Hauptpropeller ein Leitapparat vorgeschaltet. Das Wasser tritt nunmehr mit einer dem Schraubendrehsinn entgegengesetzten Zirkulation in den Propeller ein. Hier erhält es, wie auch bei der einfachen Schraubenanordnung, einen in den Schraubendrehsinn gerichteten Impuls, der die durch die Leitflächen bewirkte Zirkulationskomponente des Schraubenstrahls wieder aufhebt. Das Wasser muß somit, wenn die Aufhebung vollkommen war, axial aus der Schraube austreten. Durch bestimmte Gestaltung der Flächen, durch Veränderung ihrer Krümmung am Umfange und an der Nabe, kann dieses für alle Teile des Strahls vollkommen erreicht werden. Da für die Schubleistung der Schraube nur die Axialkomponente des aus der Schraube tretenden Wasserstrahls zur Wirkung kommt, muß die Anordnung einer Schraube mit Leitapparat einen größeren Wirkungsgrad aufweisen. Der Verlust durch die Zirkulationskomponente des nicht axial aus der Schraube tretenden Wasserstrahls bei einer einfachen Schraube kommt bei der Leitschraubenanordnung in Fortfall. Dieser Verlust ist bei den scharf belasteten Schlepperschrauben, die des geringen Tiefgangs wegen nur einen verhältnismäßig kleinen Durchmesser erhalten können, ziemlich bedeutend, so daß seine Aufhebung eine wesentliche Verbesserung des Schraubenantriebs ergeben hat.

Ein weiterer Vorteil ergibt sich bei Kanälen durch den geringeren Angriff der Kanalsohle durch den Fortfall der Zirkulation im Schraubenstrahl. Erfahrungsgemäß ist es gerade die Zirkulation in dem Schraubenstrahl, die durch das Ruder auf die Kanalsohle abgelenkt wird und hier störende Aenderungen hervorruft.

Die Versuche ergaben, daß der Widerstand auf tiefem Wasser nur unbedeutend ist und bei 10 km Geschwindigkeit erst 14 Schlepppferde ausmacht. Im Kanalprofil hat sich dieser Widerstand bei 10 km Schiffsgeschwindigkeit bereits verdoppelt, darüber hinaus steigt jedoch der Widerstand im Kanal ganz erheblich, so daß er bereits bei 13 km etwa das Sechsfache des Widerstandes auf tiefem Wasser beträgt. Durch dieses Verhalten der Schiffe auf flachem Wasser ist ihre Geschwindigkeit bei freier Fahrt im Kanal ohne weiteres begrenzt. Für die normale Schleppgeschwindigkeit von 5 km ergab sich noch keine merkbare Veränderung des Widerstandes, und die gewählte Schiffsform konnte daher in jeder Beziehung als günstig betrachtet werden.

Um den Wasserzufluß zur Schraube so günstig wie möglich zu gestalten und ihre Sogwirkung auf das Schiff so gering wie möglich zu machen, wurde der Tunnel möglichst weit und schlank nach vorn gezogen.

Außer diesen Schleppversuchen wurden mit dem Schiffsmodell auch Schraubenversuche in der Hamburgischen Versuchsanstalt angestellt, um festzustellen, ob durch die gewählte Schraubenform die bei der Vergebung der Schlepper verlangte Zugleistung sicher erreicht wird, und welchen Einfluß auf diese Zugleistung der vor die Schraube eingebaute Leitapparat, Kontrapropeller Patent Prof. Haß, ausübt.

Bei diesen Versuchen wurden die verschiedenen Schrauben durch eine in das Modell eingebaute Maschine angetrieben, so daß das Modellboot wie in der Wirklichkeit durch seine eigene Schraube fortbewegt wurde. Es wurden dabei die Schraubenumdrehungen, der Drucklagerschub und die Drehleistung gemessen und auf Grund dieser Meßergebnisse der Trossenzug, die Drehzahl und die Leistung der Maschine ermittelt und daraus der Schleppgütegrad der Konstruktion festgestellt.

Außerdem aber ermöglichten die Messungen am Modell ein Urteil über die Schraube, indem sie den Wirkungsgrad und die Sogwirkung der Schraube erkennen lassen. Gibt doch ein Vergleich zwischen dem Drucklagerschub und dem Trossenzug an, wie viel größer der Drucklagerschub sein muß als der Trossenzug, um den Schlepper selbst vorwärts zu bewegen. Dieser für die Schleppleistung ausfallende Betrag des Schraubenschubes muß natürlich durch geeignete Konstruktion der Schiffsform und der Schraube möglichst gering gehalten werden. Der vor der Schraube eingebaute Leitapparat nach dem Patent von Prof. Haß, durch den nach den bereits mit den Einheitsdampfschleppern gemachten Erfahrungen eine Verringerung des aus der Schraube tretenden Dralls bewirkt und dadurch eine Verbesserung der Schraubenleistung erzielt wird, ist aus den Abb. 9—11 auf Tafel 1 erkennbar.

Die Versuche wurden so ausgeführt, daß zunächst die Wirkung einer Schraube ohne Leitflügel gemessen wurde, dann wurde die Wirkung dieser Schraube zusammen mit den Leitflügeln ermittelt, und schließlich wurde noch eine zweite Schraube mit gewölbter Druckseite, d. h. peripherisch zunehmender Steigung ohne und mit Leitflügeln untersucht. Aus den angestellten Versuchen ergab sich, daß durch den Einbau des Haßschen Leitpropellers vor die Schraube eine wesentliche Erhöhung des Schraubenwirkungsgrades und damit bei gleicher Motorenleistung eine entsprechende Steigerung des Trossenzuges herbeigeführt wird.

Von den beiden erprobten Schrauben mit hohlen und geraden Schnitten weist diejenige mit hohlen Schnitten etwas günstigere Ergebnisse auf. Diese Mehrleistungen sind aber nicht so groß, daß durch sie die durch die schwierigere Anfertigung der Schraube entstehenden Mehrkosten gerechtfertigt erscheinen. Es ist daher für die Schlepper eine Schraube mit geraden Schnitten von 1450 mm ⌀ und 1100 mm konstanter Steigung gewählt worden. Auf Grund der Modellversuche wurde dann das Schiff sowie die Schraube mit ihren Leitflügeln konstruiert.

Am Kontrapropeller wurden gegenüber dem Entwurf keinerlei Aenderungen vorgenommen. Die Leitflügel sind aus Flußeisenblechen von 6 mm Stärke hergestellt, die in Matrizen gebogen und durch Randschweißen verbunden wurden. Zur Befestigung der Leitflügel auf der Nabe sind auf dieser entsprechend geformte Ansätze vorgesehen, auf die die hohlen Leitflügel aufgesteckt und vernietet wurden. Die Stahlgußnabe ist auf das Stevenrohr aufgezogen und durch eine Mutter befestigt. Um ein Mitdrehen des Kontrapropellers zu verhindern, ist der obere Leitflügel mit dem Schiffskörper durch Winkeleisen verbunden. Der Kontrapropeller läßt sich nach Entfernen der Schraube ebenso leicht abziehen wie diese selbst.

Die Schraubensteigung und ihre Flügelfläche wurde bei der naturgroßen Schraube gegenüber der Modellschraube etwas verändert. Außerdem wurde die Schraube mit aufgesetzten Stahlguß-

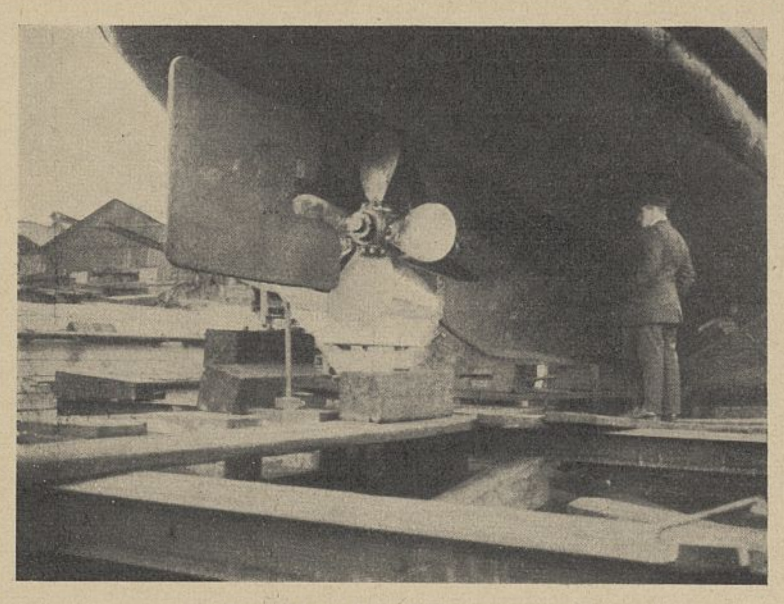


Abb. 2. Schraube mit Kontrapropeller.

flügeln ausgeführt. Diese Bauart hat sich im bisherigen Betrieb des Schleppmonopols gut bewährt, da beim Aufschlagen der Schraube auf die Kanalböschung oder auf Eis häufig nur ein Flügel beschädigt wird und dann nicht die ganze Schraube ausgewechselt zu werden braucht, sondern in kürzester Zeit ein neuer Flügel aufgesetzt werden kann. Ein weiterer Vorteil liegt darin, daß nicht mehrere Ersatzschrauben, sondern nur eine Anzahl von Ersatzflügeln auf Vorrat gehalten zu werden brauchen. Bei den verschiedenen Schiffen sind dann die Steigungen durch Verdrehen auf den Flügeln verschieden eingestellt worden, um bei den endgültigen Schleppversuchen auf dem Rhein—Weser-Kanal die günstigste Schraubensteigung ermitteln zu können.

Die Abb. 2 zeigt die zur Ausführung gelangte Bauart von Schraube und Kontrapropeller.

IV. Der Bau der Fahrzeuge.

Die Ablieferungsfristen für die Fahrzeuge waren so vereinbart, daß in allen Bauabschnitten die nötige Zeit zur Verfügung stand, um eine wirtschaftliche Ausnutzung der Arbeitskräfte zu ermöglichen, was insbesondere beim Bau der Schiffskörper ins Gewicht fällt.

Nach Angabe der Bauwerft konnten trotz scharfer Vorkalkulation 14 v H der für das fertige Eisenschiff angesetzten Arbeitsstunden gespart werden durch volle Ausnutzung aller Möglichkeiten, die der Bau von fünf gleichen Fahrzeugen bei nicht zu knapp bemessener Bauzeit bot. Die Bearbeitung des Blech- und Profilmaterials für den Schiffskörper vor der Kiellegung einschließlich der Herstellung der Schmiedestücke für Steven und Ruder erfolgte restlos auf der Bauwerft. Trotzdem die Linienführung eines Schleppers und im vorliegenden Falle vor allem die Hinterschiffsform einer weitgehenden Materialfertigbearbeitung vor dem Aufstellen gewisse Schwierigkeiten bietet, wurde hierbei doch bis an die Grenze des Möglichen gegangen. Der Schwerpunkt der Arbeiten lag demgemäß zunächst auf dem Schnürboden, wo die benötigten Schablonen ausgearbeitet wurden. Sämtliche Bleche wurden anschließend paketweise für alle fünf Fahrzeuge gebohrt, die Feuerplatten des Hinterschiffs nach Modellen vorgearbeitet, jedoch nicht gelocht, die Profile fast restlos fertiggestellt.

Mit dem Aufstellen der fertigen Bauteile wurde erst begonnen, nachdem diese restlos fertig und geordnet auf der Helling lagen. Das Aufstellen der vorher mit den Bodenstücken zusammengenieteten Spanten und der Schotte erfolgte gemeinsam mit dem Anbringen der Außenhaut, des Decks und der Stringer, so daß nach Verschrauben dieser Teile das Fahrzeug vollständig im Trimm stand, da die fertigen Außenhautplatten in jeder Richtung untereinander Anschluß hatten.

Die Bauzeit auf der Helling betrug bei dem ersten Fahrzeug 45 Arbeitstage bis zum Stapellauf. Die Bauzeit der vier weiteren Fahrzeuge wich insofern von der der ersten ab, als bei festliegenden Stapellauf- und Ablieferungsfristen die Kiellegungen erheblich früher stattfanden, als es durch diese Fristen bedingt war. Der Einbau der gesamten maschinellen Anlage war 20 Tage nach dem Stapellauf so weit fertig, daß alsdann der Motor erstmalig laufen konnte und für anschließende Werftversuche, Malarbeit und dergl. noch eine Woche bis zur Probefahrt zur Verfügung stand.

V. Die Abnahme der Fahrzeuge.

a) Vorläufige Abnahme.

Vor der Ueberführung der Motorschlepper nach Minden fand in Hamburg eine vorläufige Abnahme der Fahrzeuge statt.

Zwecks Feststellung der Zugkraft wurde das Fahrzeug durch eine etwa zweieinhalbmal Schiffslänge messende Trosse mit einem starken Dalben unter Zwischenschaltung eines geprüften Dynamometers (Schaeffer u. Budenberg) verbunden (Abb. 3). Die Bedingungen lauteten: Zugkraft am Pfahl: 2700 kg bei etwa 160 PS_e 3000 kg bei äußerster Motorenleistung. Während der Messung wurden gleichzeitig das Dynamometer beobachtet, die Umdrehungen gezählt und fortlaufend Diagramme genommen. Die gestellten Bedingungen wurden von allen fünf Schleppern erheblich übertroffen. Es wurden statt einer Höchstleistung von 3000 kg Zug durchweg 3400 bis 3500 kg geleistet.

Bei der Freifahrt auf der Elbe (Abb. 1 auf Seite 123) sollte vor allen Dingen die Manövrierfähigkeit von Schiff und Maschine erprobt werden. Die mit den Fahrzeugen auf der Elbe erzielte Geschwindigkeit betrug etwa 10 Seemeilen. Die Wendigkeit war außerordentlich gut. Eine volle Wendung wurde in 1¾ Minuten auf einem Kreis von etwa 2 Schiffslängen Durchmesser sowohl nach St. B. wie nach B. B. ausgeführt.

Die Hauptprüfung hatte die Hauptmotorenanlage zu bestehen. Es wurde eine etwa 5 stündige Probefahrt vorgenommen. Auf dieser wurde außer einer 4 stündigen Vollfahrt mit Indizierungen der Motor in den verschiedensten Belastungsstufen erprobt. Die auf dem Prüffeld mit dem Motor erzielten Ergebnisse wurden hierbei voll erreicht.

Ein Hauptaugenmerk wurde dem Wendegetriebe zuteil. Alle hiermit unter stärkster Beanspruchung vorgenommenen Erprobungen fielen vollkommen zur Zufriedenheit aus. Aus voller Fahrt voraus, ohne Drehzahlverminderung des Motors wurde das Getriebe mehrfach auf Rückwärts gestellt. Das Schiff stand von etwa 10 Seemeilen Vorausfahrt in etwa 20—22 Sekunden still und nahm dann längere Zeit Rückwärtsfahrt auf, ohne jede Erwärmung des Getriebes.

Auch die mit den Hilfsmaschinen angestellten Versuche hatten gute Ergebnisse.



Abb. 3. Der Motorschlepper bei der Pfahlprobe.

b) Ueberführung nach Minden.

Sofort nach Beendigung der vorläufigen Abnahme in Hamburg wurde die Ueberführung der fünf Motorschlepper nach Minden bewirkt. Da im Sommer 1925 die Weser bis Minden einen außerordentlich niedrigen Wasserstand aufwies, war es nicht möglich, den ursprünglich in Aussicht genommenen Weg über Bremen weseraufwärts nach Minden zu nehmen. Da auch der Ems—Jade-Kanal für die Schiffe nicht benutzbar war, mußten diese von Hamburg über See nach Emden gehen, um von dort durch die Kanäle Minden zu erreichen. Alle fünf Schiffe kamen ohne die geringsten Schwierigkeiten nach 14—16 Stunden Seefahrt von Cuxhaven trotz teilweise sehr schwerer See wohlbehalten in Emden an. Von Emden aus oder in Bergeshövede erhielten die Fahrzeuge durchweg schon Schleppzüge angehängt, so daß sie schon auf der Fahrt durch die Kanäle nach Minden ihre Schlepptätigkeit aufnahmen.

c) Endgültige Abnahme.

Nach der Ankunft der Motorschlepper an ihrem Bestimmungsort in Minden wurden zunächst sofort mit jedem Fahrzeug einzeln Schleppversuchsfahrten auf dem Rhein—Weser-Kanal gemacht, bei denen wiederum Maschinenleistung, Drehzahl, Trossenzug und Fahrgeschwindigkeit gemessen wurden.

Sobald alle fünf Schlepper abgeliefert waren, wurden unter Verwendung des gleichen aus vier Kähnen mit 2400 Tonnen Ladung bestehenden Schleppzuges mit diesen endgültige Vergleichsversuchsfahrten angestellt. Diese hatten trotz der verschiedenen Schraubensteigungen durchweg nahezu völlig gleiche Ergebnisse. Die günstigsten Ergebnisse sind mit der Schraube von 1130 mm Steigung erzielt worden, während die Schraube mit 1050 mm Steigung etwas aus dem Rahmen herausfällt. Diese Steigung ist daher nachträglich entsprechend geändert worden.

Die für den Bau der Motorschlepper vorgenommenen Modellversuche sind bereits von dritter Seite [4]) veröffentlicht und im Zusammenhang damit auch die bei der endgültigen Abnahme der Fahrzeuge erzielten Ergebnisse erwähnt worden. Nach dieser Veröffentlichung könnte man annehmen, daß mit den Motorschleppern Versuche mit und ohne Kontrapropeller ausgeführt worden seien. Das ist aber nicht der Fall. Die Versuche sind vielmehr nur mit den mit Kontrapropeller ausgerüsteten Motorschleppern durchgeführt worden.

Es ist nun interessant, einen Vergleich dieser neuen Motorschlepper mit Dampfschleppern des Schleppmonopols durchzuführen, und zwar sowohl bezüglich ihres Schleppleistungswirkungsgrades als auch bezüglich des Wirkungsgrades ihrer Schraubenanordnung. Der erste Vergleich interessiert hauptsächlich den Reeder, der zweite mehr den Techniker.

Um diese Vergleiche durchführen zu können, ist in den Kurvenblättern 12 und 13 auf Tafel 1 die Auftragung derart vorgenommen, daß die eingetragenen Wirkungsgradkurven unmittelbar als Charakteristik des betreffenden Schleppers betrachtet werden können.

Für den ersten Vergleich Abb. 12 sind alle Werte der fünf Motorschlepper über den sogenannten Belastungsgrad aufgetragen. Es ist dies der Wert:

$$\frac{\text{Trossenzug}}{\text{Schleppgeschwindigkeit}^2} = \frac{Z}{V_s^2}$$

Diese Auftragungsart ermöglicht einen Vergleich von Schleppern ohne Rücksicht auf ihre Bauart.

Die eingetragenen Kurven geben nun das Verhalten der Motorschlepper bei verschiedenen Belastungsgraden und voller Ausnutzung des zur Verfügung stehenden Drehmoments an. Zum Vergleich sind die mit verschiedenen Monopoldampfschleppern erzielten Ergebnisse punktweise eingetragen. Es ist zu ersehen, daß die Motorschlepper gegenüber den Dampfschleppern ohne Kontrapropeller (M 103, 104, 118) eine Verbesserung des Wirkungsgrades der Schleppleistung um etwa 15 v H aufweisen.

Die Dampfschlepper mit Kontrapropeller (M 126) weisen eine wenn auch nur sehr geringe Verbesserung des Wirkungsgrades auf. Dies hat seinen Grund darin, daß diese Dampfschlepper einen um 50 mm größeren Schraubendurchmesser haben und ihre Drehzahl bei hoher Belastung statt etwa 275 bei den Motorschleppern nur 175 beträgt.

Man erkennt dies auch sofort aus den Kurven der zweiten Auftragungsart (Abb. 13 auf Tafel 1). Bei dieser Darstellungsart sind alle Werte über den Schraubenbelastungsgrad aufgetragen, also über dem Wert:

$$\frac{\text{Trossenzug}}{\text{Schleppgeschwindigkeit}^2 \times \text{Schraubendurchmesser}^2} = \frac{Z}{V_s^2 \cdot D^2}$$

Diese Auftragungsart berücksichtigt die verschiedenen Schraubendurchmesser und gibt nun einen absoluten Vergleich der Güte der gewählten Schraubenanordnung.

Die ausgezogenen Kurven geben wieder die Schlepperergebnisse eines der Motorschlepper an. Punktweise eingetragen sind wie in Abb. 13 auf Tafel 1 Schleppresultate einiger Dampfschlepper. Hier ändert sich nun das Bild. Die Motorschlepper weisen nunmehr einen nicht unerheblich besseren Wirkungsgrad auf als die Dampfschlepper. Der neueste Kontrapropeller, System Zrof. Haß, leistet bei dem zur Verfügung stehenden Schraubendurchmesser mehr als alle anderen zum Vergleich herangezogenen Schraubenanordnungen, selbst mehr als die Kontrapropelleranordnung der Dampfschlepper.

Es scheint also, als ob die für die Motorschlepper gewählte Anordnung gegenüber den älteren Ausführungen noch eine Verbesserung erfahren hat und man muß daraus schließen, daß die Entwicklung der Kontrapropeller, System Professor Haß, noch nicht abgeschlossen ist.

Der besseren Uebersicht halber sind schließlich im Kurvenblatt Abb. 14 auf Tafel 1 die in den Hamburger Schiffbau-Versuchsanstalt gewonnenen Ergebnisse der Schleppversuche mit dem Modell der Motorschlepper mit und ohne Kontrapropeller ebenfalls in der gleichen Weise über den sogenannten Belastungsgrad aufgetragen. Aus ihnen ergibt sich auch, daß die Anordnung von Kontrapropellern einen Gewinn von 15 v H ergeben hat, was durch die praktischen Versuche voll und ganz bestätigt wurde.

[4]) Vgl. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1926, Nr. 3, Seite 103.

VI. Betriebsergebnisse.

Die Ablieferung des letzten Motorschleppers erfolgte im September 1925, so daß alle 5 Schlepper am 31. August 1926 eine einjährige Betriebszeit zurückgelegt haben. Während dieser Zeit sind die Schlepper von dem den Betrieb leitenden Schleppamt Hannover ständig in Dienst gestellt und eingehend beobachtet und mit den Dampfschleppern verglichen worden. Wenn auch nach der verhältnismäßig kurzen Betriebsdauer ein abschließendes Urteil über die Motorschlepper noch nicht abgegeben werden kann, so kann doch gesagt werden, daß die Schlepper während dieser Zeit zur vollsten Zufriedenheit gearbeitet haben. Irgendwelche Störungen an den Antriebsmotoren und Hilfsmaschinenanlagen sind nicht eingetreten. Die gute Manövrierfähigkeit und die kürzere Bauart der Fahrzeuge haben sie auf der engen Wasserstraße des Kanals auch bei Brucharbeiten im Eise als besonders geeignet erwiesen.

Durch die Möglichkeit der starken Herabminderung der Motorendrehzahl und die dadurch erreichte geringe Fahrgeschwindigkeit sowie die leichte und sichere Handhabung des Wendegetriebes zur Einstellung des Vor- und Rückwärtsganges können die Schleppzüge ebenso langsam in Fahrt gesetzt werden, wie es bei Dampfern geschieht. Die ursprünglich bei Verwendung von Motoren als Antriebskraft von Schleppern aufgetauchte Befürchtung, daß bei plötzlichem Anziehen der Motorschlepper die Trossen des angehängten Schleppzuges gefährdet werden würden, hat sich als nichtig erwiesen. Alle Manöver beim Aufnehmen und Ablegen der Schleppzüge haben sich bisher mit den Motorschleppern glatt ausführen lassen, ohne daß dabei eine Havarie eingetreten wäre.

Ueber die Wirtschaftlichkeit der Motorschlepper sind von dem Staatlichen Schleppamt Hannover dauernd genaue Aufzeichnungen gemacht worden. Die Wirtschaftlichkeit der Motorschlepper gegenüber den Dampfern im Betrieb ist natürlich sehr abhängig von den Betriebsstoffpreisen. Um die Wirtschaftlichkeit zu prüfen, wurden die 5 Motorschlepper mit 2 Gruppen von je 5 völlig gleichen Dampfern des Schleppamts bezüglich der Betriebsergebnisse verglichen. Die nachstehende Tabelle zeigt die Ergebnisse des 1. Viertelglichen. Die nachstehende Tabelle zeigt die Ergebnisse des ersten Betriebsjahres 1. September 1925 bis 31. August 1926. Die Unterhaltungskosten während dieser Zeit sind hierbei mit Rücksicht auf das verschiedene Alter der Fahrzeuge außer Ansatz gelassen.

Die im Jahre 1922 von den Deutschen Werken in Kiel erbauten und 1923 in Dienst gestellten Dampfer (Kieler Dampfer) sind mit künstlichem Zug (Schornsteinturbine), System Haß, Dampfüberhitzern, Kugellager der Welle und Leitpropellern (System Haß) ausgestattet und arbeiten für Dampfschiffe außerordentlich wirtschaftlich. Die von Schichau, Elbing im Jahre 1913 erbauten und 1914 eingestellten Dampfer sind normale Dampfer mit Oberflächenkondensator ohne neuere maschinentechnische Ausrüstung, wie sie die Kieler Dampfer haben. Für die Kohle (Ruhr-Nußkohle I und II) ist ein Preis frei Bunker von 27,30 RM je 1000 kg angesetzt, in dem alle Kosten für Transport und Umschlag enthalten sind. Der Preis des Gasöls betrug bis zum 31. Dezember 1915 13 RM je 100 kg frei Bunker Motorschlepper und einschl. Steuer. Vom 1. Januar 1926 ab beträgt der Preis nur 12,50 RM. Vom 1. Januar 1927 ab ist leider mit einer Erhöhung der Gasölpreise zu rechnen, die eine Verteuerung des Betriebes der Motorschlepper zur Folge haben wird. Trotzdem werden diese aber immer noch wirtschaftlicher arbeiten als die Dampfschlepper. Bei der Auswertung der Betriebsergebnisse müssen Leer- und Schleppfahrten unterschieden werden, da der Brennstoffverbrauch sehr stark voneinander abweicht. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß ein Schlepper jeder der drei Arten bei der Leerfahrt ungefähr nur ein Drittel des Betriebsstoffes verbraucht, der für die Schleppfahrt erforderlich ist. In der Tabelle sind daher die Leerfahrtstunden mit ein Drittel zu Schleppfahrtstunden gerechnet und diesen zugezählt worden. Aus den Zusammenstellungen geht hervor, daß die Motorschlepper im ersten Betriebsjahre um durchschnittlich 16 v H billiger als die Kieler Dampfer und um 34 v H billiger als die älteren Schichau-Dampfer gearbeitet haben.

VII. Baukosten.

Die Baukosten jedes Motorschleppers haben einschließlich der Ueberführungskosten nach Minden rd. 107 000 RM betragen.

Diese Kosten setzen sich wie folgt zusammen:

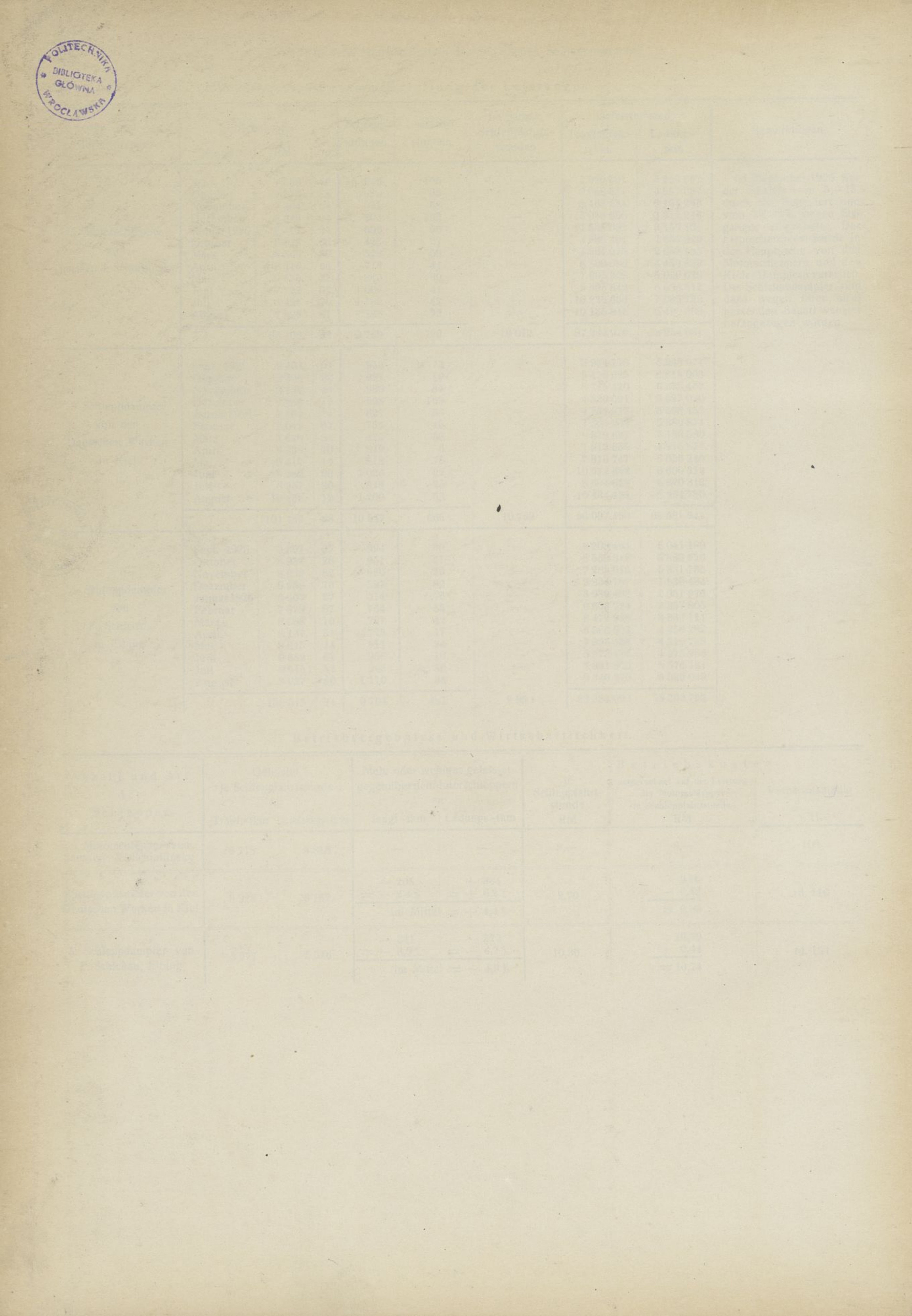
1.	Schiffskörper	33 000 RM
2.	Innenausbau, Schleppgeschirr, Ankerwinde usw.	3 700 „
3.	Hauptmaschinenanlage mit allem Zubehör und Rohrleitungen	46 600 „
4.	Hilfsmaschinenanlage wie vor	4 750 „
5.	Beleuchtungs- und Heizungsanlage	4 200 „
6.	Ausrüstung	4 500 „
7.	Ersatzteile	5 750 „
8.	Ueberführung einschl. Versicherung	4 500 „
	Zusammen:	107 000 RM

Zusammenstellung der Leistungen.

Anzahl und Art der Schlepper	Betriebskosten Monat	RM	Pfg	Schleppstunden	Leerfahrtstunden	Im ganzen Schleppfahrtsstunden	Geleistet sind: Tragfähigk.-tkm	Ladungs-tkm	Bemerkungen
5 Motorschlepper von Janssen & Schmilinsky	Sept. 1925	7 059	46	846	105	—	7 690 551	5 256 967	Im Dezember 1925 war der Betrieb vom 5.–12. durch Eis behindert und vom 16.—19. wegen Eisganges eingestellt. Der Eisbrecherdienst wurde in der Hauptsache von den Motorschleppern und den Kieler Dampfern versehen. Die Schichaudampfer sind dazu wegen ihrer nicht passenden Bauart weniger herangezogen worden.
	Oktober	7 375	88	986	33	—	9 058 321	6 337 037	
	November	7 464	04	951	58	—	8 463 234	6 164 263	
	Dezember	6 616	94	604	150	—	5 036 609	3 312 216	
	Januar 1926	6 411	24	606	66	—	4 531 692	3 150 192	
	Februar	3 638	63	423	27	—	3 986 401	2 265 920	
	März	4 360	58	528	59	—	4 234 575	2 669 135	
	April	6 415	66	716	41	—	6 806 885	4 459 589	
	Mai	6 925	37	840	30	—	7 605 308	5 020 020	
	Juni	7 722	02	1 009	41	—	9 505 842	6 038 312	
	Juli	8 222	20	1 132	47	—	10 226 666	7 085 722	
	August	7 896	61	1 128	72	—	10 135 945	6 495 308	
		80 108	63	9 769	729	10 012	87 282 029	58 254 681	
5 Schleppdampfer von den Deutschen Werken in Kiel	Sept. 1925	9 494	07	953	73	—	8 984 178	5 938 074	
	Oktober	9 306	92	997	19	—	9 479 625	6 818 003	
	November	9 139	48	980	34	—	8 745 420	6 375 467	
	Dezember	7 938	17	598	169	—	4 820 091	3 627 030	
	Januar 1926	7 681	76	627	86	—	4 754 377	3 598 452	
	Februar	8 017	61	756	45	—	7 395 932	5 380 814	
	März	7 676	33	825	58	—	6 879 691	5 186 580	
	April	8 339	70	819	6	—	7 612 655	4 915 877	
	Mai	8 417	19	818	75	—	7 813 747	5 626 240	
	Juni	9 262	03	1 026	22	—	10 572 658	6 600 312	
	Juli	8 957	30	948	25	—	8 604 622	5 820 312	
	August	10 239	12	1 200	53	—	10 434 494	6 694 780	
		104 469	68	10 547	665	10 769	96 097 490	66 581 941	
5 Schleppdampfer von F. Schichau in Elbing	Sept. 1925	9 397	37	994	30	—	8 208 464	5 041 189	
	Oktober	8 937	28	951	61	—	8 550 312	5 883 916	
	November	8 032	82	820	23	—	7 269 616	5 331 135	
	Dezember	6 939	76	397	82	—	2 834 707	1 936 434	
	Januar 1926	6 607	27	514	76	—	3 939 402	2 951 973	
	Februar	7 829	87	754	32	—	6 603 724	4 937 805	
	März	8 563	10	797	42	—	6 477 948	3 863 111	
	April	8 137	31	725	17	—	6 568 902	4 356 282	
	Mai	8 845	24	811	24	—	7 395 456	4 319 728	
	Juni	9 682	62	956	10	—	8 273 485	4 975 953	
	Juli	9 615	52	965	50	—	7 921 806	5 576 131	
	August	9 927	60	1 110	34	—	9 340 270	6 029 045	
		102 515	71	9 794	481	9 951	83 384 092	55 202 702	

Betriebsergebnisse und Wirtschaftlichkeit.

Anzahl und Art der Schlepper	Geleistet je Schleppfahrtstunde an Tragf.-tkm	Ladungs-tkm	Mehr oder weniger geleistet gegenüber den Motorschleppern an Tragf.-tkm	Ladungs-tkm	Betriebskosten je Schleppfahrtstunde RM	umgerechnet auf die Leistung der Motorschlepper je Schleppfahrtstunde RM	Verhältnismäßig v. H.
5 Motorschlepper von Janssen & Schmilinsky	8 718	5 818	—	—	8,—	8,—	100
5 Schleppdampfer von den Deutschen Werken in Kiel	8 923	6 182	+ 205 = + 2,4 %	+ 364 = + 6,2 %	9,70	9,70 − 0,42 = 9,28	rd. 116
			im Mittel = + 4,3 %				
5 Schleppdampfer von F. Schichau, Elbing	8 377	5 546	− 341 = − 3,9 %	− 272 = − 4,7 %	10,30	10,30 + 0,44 = 10,74	rd. 134
			im Mittel = − 4,3 %				


POLITECHNIKA
BIBLIOTEKA
GŁÓWNA
WROCŁAWSKA

